

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil

ÉTUDE DE L'AMPLIFICATION
SISMIQUE DU CISAILLEMENT DUE AUX
EFFETS DES MODES SUPÉRIEURS
DANS LES MURS COUPLÉS

Mémoire de maîtrise
Spécialité : génie civil

Gabriel Rivard

Sherbrooke (Québec) Canada

Avril 2020

MEMBRES DU JURY

Patrick PAULTRE

Directeur

Denis MITCHELL

Évaluateur

Charles-Philippe LAMARCHE

Évaluateur

RÉSUMÉ

Les analyses numériques non linéaires des bâtiments avec des murs structuraux et des murs couplés ont montré des efforts de cisaillement supérieurs à la capacité lorsque ces derniers sont soumis à des tremblements de terre dont le niveau ne dépasse pas celui du dimensionnement d'après les codes et normes en vigueur. Les recherches effectuées à l'Université de Sherbrooke ont conduit à des changements dans la dernière édition de la norme de dimensionnement des structures en béton concernant les murs structuraux simples. Cependant, ces changements ne s'appliquent pas aux murs couplés qui n'ont pas été étudiés et qui sont très courants dans les constructions multi étagées.

Ainsi, cette recherche avait pour objectif d'étudier le phénomène d'amplification du cisaillement dans les murs couplés ductiles en béton armé dans le but de proposer des modifications pour la révision de la norme de conception des structures en béton armé du Canada (CSA A23.3). Une étude paramétrique sur les murs ductiles couplés et partiellement couplés en béton armé dimensionnés selon le Code national du bâtiment 2015 (CNBC 2015) et la norme CSA A23.3-14 a été effectuée. Cette étude a permis de déterminer et de quantifier les paramètres qui ont la plus grande influence sur l'amplification dynamique du cisaillement parmi (i) le nombre d'étages (ii) la période fondamentale, (iii) le degré de couplage, (iv) la surcapacité flexionnelle à la base et (v) l'aléa sismique.

Une nouvelle approche pour la sélection des tremblements de terre a été considérée. Les accélérogrammes ont été sélectionnés pour être compatibles avec le spectre conditionnel (*Conditional spectrum*, CS). Cette façon de faire mène à la sélection de tremblements de terre moins conservateurs. Les CS tiennent compte de la variabilité et de l'incertitude liée aux séismes et ils sont plus susceptibles de bien représenter des événements pouvant réellement se produire. Afin de vérifier l'influence de cette méthode de sélection, les calculs sur les murs simples ont été repris.

Les analyses non linéaires ont été réalisées sur le logiciel OpenSees (OS). Celles-ci ont permis de constater que les méthodes actuelles de dimensionnement à la capacité pouvaient conduire à sous-estimer la demande en cisaillement dans les murs couplés. Les résultats ont montré que l'amplification dynamique du cisaillement diminuait linéairement avec l'augmentation du degré de couplage et de la surcapacité en flexion à la base et qu'elle était maximale dans les bâtiments dont la période fondamentale est supérieure à 1,0s. Enfin, une méthode d'amplification des efforts de cisaillement a été proposée pour les murs simples, les murs partiellement couplés et les murs couplés.

Mots-clés : SRFS, Amplification du cisaillement, Mur couplé, Ductilité, Effet des modes supérieurs, Demande en cisaillement, Analyses non linéaires

À mes parents, frères, soeur et amis...

REMERCIEMENTS

Je tiens à offrir mes plus sincères remerciements à mon directeur de recherche, le professeur Patrick Paultre pour m'avoir offert l'opportunité de travailler sous sa supervision. Les hauts standards du professeur Paultre m'ont permis de me surpasser et sa collaboration dans le projet fut grandement appréciée.

J'aimerais également remercier certains membres du personnel. D'abord, le professeur et directeur du département Jean Proulx, notamment pour avoir fait le lien avec mon directeur de recherche, mais aussi pour sa confiance et sa collaboration durant mes études de deuxième cycle. Ensuite, mon collègue de bureau et ami, M. Steeve Ambroise. Nos longues discussions ne furent que bénéfiques pour l'avancement de ce projet. Ses connaissances sur le sujet et sa participation m'ont grandement aidé.

Je tiens à remercier le fond de recherche sur la nature et la technologie (FRQNT) pour le soutien financier durant mes études de deuxième cycle. Je remercie également la faculté de génie qui m'a décerné deux bourses supplémentaires.

On ne peut passer sous le silence la chance que j'ai eue de côtoyer des collègues de classe aussi exceptionnels durant mes études. Je garde de précieux souvenirs de mon passage à l'Université de Sherbrooke grâce à vous.

Enfin, je tiens à remercier de tout cœur les membres de ma famille et spécialement mes parents qui m'ont toujours offert un milieu favorable à l'apprentissage. Leur soutien et leur encouragement m'ont permis de m'investir sans contrainte dans ce projet de recherche, mais aussi tout au long de mes études universitaires. Sans vous, rien de tout ça n'aurait été possible.

TABLE DES MATIÈRES

1	Introduction	1
1.1	Contexte et problématique	1
1.2	Objectifs	3
1.3	Structure du document	3
2	Dimensionnement des murs couplés ductiles	5
2.1	Exigences du CNBC 2015	6
2.1.1	Cisaillement minimum à la base	7
2.1.2	Analyse dynamique	9
2.2	Exigences de la norme CSA A23.3-14	12
2.2.1	Modélisation et rigidité effective	15
2.2.2	Enveloppe du moment de flexion	16
2.2.3	Enveloppe du cisaillement des murs couplés	17
2.2.4	Dimensionnement des poutres de couplage	18
3	Amplification du cisaillement	21
3.1	Effets élastiques des modes supérieurs	21
3.2	Effets inélastiques des modes supérieurs	22
3.3	Facteur d'amplification dynamique	24
3.3.1	Blakeley <i>et coll.</i> , 1975	25
3.3.2	Chaallal et Gauthier, 2000	27
3.3.3	Pennucci <i>et coll.</i> , 2011 - WCD method	27
3.3.4	Pennucci <i>et coll.</i> , 2015 - EMS method	29
3.4	Norme de dimensionnement CSA A23.3-14	29
3.5	Étude paramétrique sur les murs simples	30
3.6	Étude paramétrique sur les murs couplés	32
4	Sélection des tremblements de terre	35
4.1	Calcul du spectre conditionnel	36
4.2	Sélection des accélérogrammes	38
5	Modèle numérique	41
5.1	Modélisation élastique de la structure	41
5.2	Modélisation de la structure sur OpenSees	42
5.2.1	Modélisation des murs	42
5.2.2	Modélisation des poutres de couplage	45
5.3	Modélisation de la masse	46
5.4	Modélisation de l'amortissement	47
6	New Provisions for Capacity Design	49
6.1	Review of the Higher Mode Effects of RC Shear Walls	52

6.2	Capacity Design of Walls According to CSA A23.3-14 and NBCC-15	54
6.2.1	CSA A23.3-14 standard	56
6.3	Methodology	57
6.3.1	Studied parameters	58
6.3.2	Record selection	60
6.3.3	Shear Design of Ductile Partially and Fully Coupled Walls	62
6.3.4	Comparison of Shear Design Methods	64
6.3.5	Modeling for Inelastic Analyses	65
6.4	Dynamic Analysis Results	68
6.4.1	Influence of the Flexural Overstrength at the Base	71
6.4.2	Influence of the Fundamental Period	72
6.4.3	Influence of the Degree of Coupling	72
6.5	Proposed Modification of the Capacity Design in CSA A23.3	73
6.6	Discussion	74
6.7	Conclusion	75
7	Conclusion	77
7.1	Recommandations pour des travaux futurs	79
	LISTE DES RÉFÉRENCES	81

LISTE DES FIGURES

1.1	Localisation des zones de rotule plastique dans les murs structuraux	2
2.1	Mécanisme de résistance aux charges latérales des murs couplés.	6
2.2	Distribution du cisaillement selon la méthode statique et dynamique	11
2.3	Mesures expérimentales de la période fondamentale des bâtiments	12
2.4	Mécanisme de ruine dans les murs couplés ductiles	14
2.5	Enveloppe de dimensionnement à la capacité du moment renversant.	16
2.6	Disposition de l'armature diagonale dans une poutre de couplage	19
3.1	Demande en cisaillement dans un noyau en béton armé	21
3.2	Mode de vibration des murs en porte-à-faux encastrés et rotulés à la base .	23
3.3	Mur couplé avec (a) faible DC et (b) un fort DC	24
3.4	Effets des modes supérieurs sur la distribution du cisaillement	26
3.5	Variation du facteur ρ selon la ductilité des murs dans la méthode WCD .	28
3.6	Influence de la surcapacité flexionnelle (γ_w) sur l'amplification du cisaillement	31
3.7	Facteur d'amplification dynamique proposé par [Ambroise <i>et coll.</i> , 2013] . .	32
4.1	Prédiction du spectre médian à partir du scénario M/R	37
4.2	Corrélation entre les valeurs de ϵ du CMS	38
4.3	Accélérogrammes compatibles avec le spectre conditionnel moyen	39
5.1	Modélisation élastique d'un mur couplé avec éléments poutres	42
5.2	Modèle SFI intégré au logiciel OpenSees (tirée de [Koložvari <i>et coll.</i> , 2018])	43
5.3	Modèle non linéaire réalisé sur le logiciel de calcul par éléments finis OpenSees	44
5.4	Rigidité en rotation des poutres de couplage.	45
5.5	Courbe-enveloppe des rotules hystérétiques des poutres de couplage	46
5.6	Amortissement de Rayleigh	47
6.1	Effect of a base hinge and a mid-height hinge on the shear response	53
6.2	Geometry of differently coupled wall systems	59
6.3	Modeling of coupled walls in OpenSees	66
6.4	Seismic shear amplification factor for partially coupled shear walls.	69
6.5	Seismic shear amplification factor for fully coupled shear walls.	70
6.6	Seismic shear amplification factor for rectangular shear walls.	70
6.7	Influence of the DOC on the seismic shear amplification factor.	71
6.8	Influence of the design method on the seismic shear amplification	71
6.9	Proposed correction factor in partially coupled walls	74

LISTE DES TABLEAUX

2.1	Coefficient de mode supérieur M_v	8
2.2	Facteur de modification de la force R_d et R_o	8
2.3	Propriétés effectives des sections pour les analyses par éléments finis	15
3.1	Paramètre dynamique de la méthode WCD [Pennucci <i>et coll.</i> , 2015]	28
3.2	Période limite \mathbf{T}_L et \mathbf{T}_U	30
6.1	Seismic force reduction factors R_d and R_o	55
6.2	Varying parameter values of coupled walls for the parametric study	60
6.3	Varying parameter values of shear walls for the parametric study	60
6.4	Nonlinear parameters for modeling of coupling beams [ASCE, 2014]	67

LISTE DES SYMBOLES

A_g	Aire brute d'une section de béton
A_s	Aire de la section d'armature
A_{ve}	Aire effective en cisaillement des éléments de béton fissuré
A_{xe}	Section effective des éléments de béton fissuré
a_0	Coefficient de proportionnalité à la matrice de masse
a_1	Coefficient de proportionnalité à la matrice de rigidité
\mathbf{C}	Matrice d'amortissement de Rayleigh
$c_n(x)$	Paramètre de calcul de la méthode WCD
$d_n(x)$	Paramètre de calcul de la méthode WCD
E_c	Module élastique sécant du béton
$EI_{bh,eff}$	Rigidité effective à la base d'un mur selon la méthode EMS
EI_{cb}	Rigidité des poutres de couplage
$EI_{cb,eff}$	Rigidité effective des poutres de couplage selon la méthode EMS
EI_w	Raideur de la section d'un mur en béton armé
f'_c	Résistance à la compression du béton
$F(T)$	Facteur d'amplification pour tenir compte des conditions de sols
h_i	Hauteur du niveau i par rapport au sol
h_n	Hauteur du système de résistance aux forces sismiques
h_{pc}	Profondeur de la section d'une poutre de couplage
h_w	Hauteur du murs
h_x	Hauteur du niveau x par rapport au sol
h_{zp}	Hauteur à partir du niveau du sol de la zone de rotule plastique
\mathbf{f}_{Si}	Vecteur de force élastique du mode i
F_t	Force statique au toit due à la contribution des modes supérieurs
f_y	Limite élastique de l'acier
F_x	Force statique équivalente à un étage x
I	Inertie d'une section
I_E	Catégorie d'importance du bâtiment
I_e	Inertie effective d'une section de béton
I_g	Inertie brute d'une section de béton
I_{pc}	Inertie d'une poutre de couplage
jd	Bras de levier interne d'un élément fléchi en béton armé
\mathbf{K}	Matrice de rigidité de la structure
ℓ	Distance entre le centre géométrique de deux murs
ℓ_{cg}	Distance entre le centre géométrique de deux murs
l_p	Longueur de la rotule plastique
l_{pc}	Longueur de la poutre de couplage
l_u	Portée libre entre les murs d'un système de murs couplés

l_w	Longueur du plus grand mur ou du système de murs couplés
l_{zp}	Longueur de la zone de la rotule plastique
\mathbf{M}	Matrice de masse de la structure
m	Masse d'un élément ou assignée à un nœud
M	Magnitude d'un tremblement de terre
M_{cap}	Enveloppe du moment à la capacité
M_E	Demande élastique en flexion
M_f	Moment de flexion pondéré
M_i	Moment de renversement à la base du mur i
M_n	Résistance nominale à la flexion Contribution du n^e mode dans la réponse en flexion
M_p	Résistance probable à la flexion
M_r	Résistance pondérée à la flexion
m_{tot}	Masse totale du bâtiment
M_v	Facteur d'amplification pour considérer les effets des modes supérieurs
M_y	Moment de plastification d'une section
n	Nombre d'étage
N	Nombre d'étages Force axiale dans les murs due au cisaillement transféré par les poutres de couplage
N_i	Force axiale à la base du mur i
P_f	Effort axial de dimensionnement à la base des murs dû à l'action des séismes
P_n	Effort axial à la base du mur résultant du développement de la résistance nominale des poutres de couplage
\mathbf{r}	Vecteur unitaire
R	Facteur de réduction de la force sismique Distance entre le bâtiment et l'épicentre d'un séisme
R_d	Facteur de réduction de la force sismique lié à la ductilité Résistance des composantes ductiles d'une structure
R_f	Résistance des composantes fragiles d'une structure
R_o	Facteur de réduction de la force sismique lié à la surcapacité
r_o	Réponse issue de la combinaison de la réponse des n modes
r_{on}	Réponse du n^{ieme} mode
$S_a(T)$	Accélération spectrale provenant du spectre d'aléa uniformisé
$S(T)$	Accélération spectrale de dimensionnement à la période T
T	Période de vibration d'un bâtiment
T_a	Période fondamentale d'un bâtiment
T_i	Période de vibration du mode i
\mathbf{T}_L	Période limite inférieure pour l'application du facteur d'amplification
\mathbf{T}_U	Période limite supérieure pour l'application du facteur d'amplification
T_1	Période du premier mode élastique

T_2	Période du deuxième mode élastique
T^*	Période de conditionnement des CS
u_i	Degré de liberté horizontal d'un nœud
V	Cisaillement minimum à la base
V_a	Cisaillement amplifiée
V_d	Cisaillement de dimensionnement
V_E	Demande élastique en cisaillement
v_i	Degré de liberté vertical d'un nœud
V_i	Cisaillement à la base du mur i
V_n	Résistance nominale au cisaillement
	Contribution du n^e mode dans la réponse en cisaillement
V_p	Cisaillement probable
V_{pc}	Effort tranchant transmis par les poutres de couplage
$V_{f,pc}$	Effort tranchant de dimensionnement dans les poutres de couplage
$V_{n,pc}$	Résistance nominale des poutres de couplage à l'effort tranchant
V_r	Résistance pondérée au cisaillement
V_y	Cisaillement à la limite élastique
W	Poids sismique du bâtiment
W_i	Poids sismique du niveau i
W_x	Poids sismique du niveau x
α	Angle de l'armature diagonale des poutres de couplage
α_c	Coefficient de rigidité effective des poteaux de béton armé
α_w	Coefficient de rigidité effective des murs de béton armé
$\epsilon(T^*)$	Paramètre de calcul du CMS
γ_{bx}	Surcapacité nominale des poutres de couplage
γ_p	Surcapacité flexionnelle probable à la base
γ_w	Surcapacité flexionnelle nominale à la base
κ	Facteur de rigidité effective d'une poutre de couplage
κ_{CCB}	Facteur de rigidité effective des poutres armés de façon conventionnel
κ_{DCB}	Facteur de rigidité effective des poutres avec armature diagonale
λ	Facteur de surcapacité sur la résistance des éléments ductiles
\mathcal{L}_i	Facteur de participation modal
$\mu_{\ln Sa}(M, R, T_i)$	Spectre moyen pour le scénario M/R
$\mu_{\ln Sa}(M, R, T^*)$	Spectre moyen pour le scénario M/R à la période de conditionnement
$\mu_{\ln Sa(T_i) \ln Sa(T^*)}$	Spectre conditionnel moyen
μ_Δ	Ductilité en déplacement d'un système
μ_{\lim}	Limite supérieure à la ductilité en déplacement d'un mur
μ_φ	Ductilité en courbure d'un mur
ϕ	Facteur de sécurité sur la résistance des matériaux fragiles
ϕ_c	Facteur de sécurité partiel sur la résistance du béton, 0,65

ϕ_s	Facteur de sécurité partiel sur la résistance des armatures, 0,85
θ	Angle de rotation d'une poutre de couplage
θ_i	Degré de liberté en rotation d'un nœud
θ_y	Angle de rotation à la limite élastique des poutres de couplage
ρ	Facteur de corrélation de la méthode WCD
ρ_s	Taux d'armature longitudinale
ρ_{sd}	Taux d'armature diagonale
ρ_v	Taux d'armature transversale
$\rho^2(T_i, T^*)$	Coefficient de corrélation de Baker et Jayaram
$\sigma_{\ln Sa(T^*)}$	Écart-type sur $\ln S_a$ à la période de conditionnement
$\sigma_{\ln Sa(T_i) \ln Sa(T^*)}$	Écart-type conditionnel
ω	Fréquence circulaire donnée en rad/s
ω_i	Fréquence circulaire du mode de vibration i
ω_v	Facteur d'amplification dynamique dû aux effets des modes supérieurs
ξ_i	Taux d'amortissement du mode i

LISTE DES ACRONYMES

CNBC	Code national du bâtiment
CQ	Combinaison quadratique
CMS	Condition mean spectrum
CS	Conditonal spectrum
CSA	Canadian Standards Association
CW	Coupled Wall
DC	Degré de couplage
DOC	Degree of coupling
FSAM	fixed-strut-angle-model
GMM	Ground motion models
ITHA	Inelastic time-history analysis
IWESD	Isolated Wall Element for Shear Design
NBCC	National Building Code of Canada
OS	Logiciel de calcul par élément fini OpenSees
PCW	Partially coupled wall
SFI	Shear-flexural interaction
SRFS	Système de résistance aux forces sismiques
SW	Shear wall
SWESD	Single Wall Element for Shear Design
VT2	Logiciel de calcul Vector 2
WCD	Weighted capacity design method
UHS	Uniform hazard spectrum

CHAPITRE 1

Introduction

1.1 Contexte et problématique

Les tremblements de terre sont l'une des manifestations les plus dévastatrices du mouvement des plaques tectoniques. Bien que les secousses qu'ils engendrent ne posent pas directement de risque pour la vie humaine, celles-ci peuvent causer des dommages considérables aux structures et peuvent, dans certains cas, mener à leur effondrement. À ce jour, la prédiction des tremblements de terre de même que l'intensité du mouvement sismique qui en résultera sont impossibles à faire. Ainsi, le seul moyen dont disposent les ingénieurs afin de réduire le risque dû aux tremblements de terre est de prévoir des systèmes spécialement conçus pour résister à ce type de sollicitation. Ces systèmes ont pour objectif premier d'éviter les pertes de vie humaine lors de séismes de forte intensité. Leur dimensionnement doit être tel que les dommages structuraux sont limités lors de séismes d'intensité modéré et tel que les dommages aux composantes architecturales soit lors de séismes faibles [NRCC, 2015].

L'efficacité des murs structuraux à titre de système de résistance aux forces sismiques (SRFS) dans les constructions multi étagés est bien reconnue depuis plusieurs années. De par leur grande rigidité, les murs structuraux permettent de limiter les déplacements durant les tremblements de terre. Lorsqu'ils sont dimensionnés adéquatement, les murs structuraux peuvent apporter de la ductilité et subir d'importantes déformations plastiques durant plusieurs cycles de chargement sans s'effondrer. On distingue les murs structuraux simples des murs couplés qui sont un assemblage d'au moins deux murs reliés entre eux par des linteaux.

Afin de produire un dimensionnement économique, les codes et normes de conception des structures en béton armé permettent de réduire les efforts de dimensionnement reconnaissant la capacité des structures à dissiper de l'énergie au moyen de déformations non linéaires durant les tremblements de terre de forte intensité. Ce principe est à la base du dimensionnement à la capacité introduit pour la première fois dans l'édition 1984 de la norme de dimensionnement des ouvrages en béton CSA A23.3.

Le dimensionnement à la capacité des murs simples et des murs couplés est basé sur la réponse du premier mode et se caractérise par la formation d'une rotule plastique unique à la base. Dans le cas des murs couplés, la formation de la rotule plastique à la base doit survenir à la suite de la plastification de l'armature aux extrémités de toutes les poutres de couplage. La figure 1.1 montre la localisation souhaitée des rotules plastiques dans les deux systèmes.

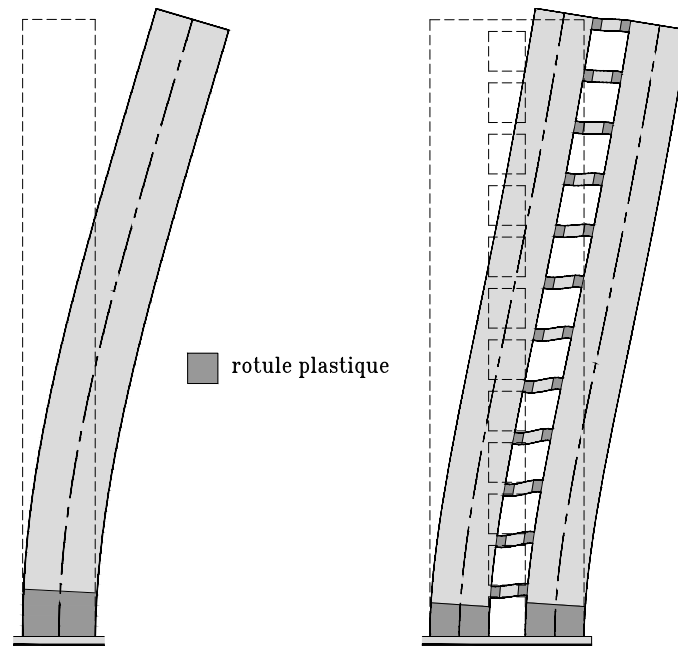


Figure 1.1 Localisation des zones de rotule plastique dans les murs de refend simples et couplés.

Dans une approche basée sur le dimensionnement à la capacité, la demande en cisaillement est déterminée en supposant que les murs vont atteindre leur résistance probable à la base et que l'effort maximum de cisaillement va survenir à cet instant. On suppose ainsi une relation linéaire entre le cisaillement et le moment de flexion à la base ce qui concorde avec la réponse du premier mode de vibration. Les analyses numériques dans le domaine non linéaire ont cependant montré que cette approche pouvait conduire à sous-estimer grandement les efforts de cisaillement qui peuvent survenir durant un tremblement de terre. Cette amplification des efforts sismiques est liée à la contribution importante des modes supérieurs dans la réponse en cisaillement des murs de refend simples et couplés.

Il était mentionné dans l'édition 2004 de la norme CSA A23.3 que les efforts de cisaillement devaient être amplifiés afin de considérer les effets inélastiques des modes supérieures [CSA, 2004]. Toutefois, aucune indication quant à la méthode à utiliser pour tenir compte de ces effets n'était présentée. Les analyses effectuées à l'Université de Sherbrooke [Ambroise

et coll., 2013; Boivin et Paultre, 2012a] et à l’University of British Columbia [Dezhdar, 2012] ont conduit à des changements importants dans l’édition 2014 de la norme de dimensionnement des structures en béton concernant les murs structuraux simples, notamment avec l’introduction d’un facteur d’amplification dynamique du cisaillement. Cependant, ces changements ne s’appliquent pas aux murs couplés qui n’ont pas été étudiés et qui sont très courants dans les constructions multi étagées.

1.2 Objectifs

En réponse à la problématique soulevée, ce projet de recherche propose pour la révision 2019 de la norme de conception des structures en béton armé CSA A23.3, une méthode d’amplification du cisaillement dans les murs couplés ductiles qui permet de considérer les effets non linéaires des modes supérieurs dans une approche basée sur le dimensionnement à la capacité. De cet objectif principal découlent les objectifs spécifiques qui permettront d’y répondre :

- déterminer les facteurs ayant la plus grande influence sur l’amplification sismique du cisaillement parmi une série de paramètres préalablement sélectionnés ;
- effectuer une évaluation des méthodes d’amplification des efforts de cisaillement proposées dans la littérature et les autres codes de dimensionnement ;
- proposer une expression ou une méthode permettant de considérer les effets non linéaires des modes supérieurs pour le dimensionnement à la capacité des murs couplés ductiles ;
- effectuer une évaluation de la méthode proposée et établir les limites d’application de celle-ci à partir des résultats des analyses numériques.

1.3 Structure du document

Le chapitre 2 présente les exigences du Code national du bâtiment 2015 (CNBC 2015) et de la norme de conception des structures en béton armé CSA A23.3-14 quant au dimensionnement des murs couplés ductiles.

Le chapitre 3 présente le phénomène d’amplification du cisaillement dans les murs structuraux simples et couplés. On y explique d’abord le phénomène d’amplification sismique du cisaillement et on y présente également les recherches importantes sur le sujet.

Le chapitre 4 traite de la sélection des tremblements de terre compatible avec le spectre conditionnel (CS). La démarche qui a conduit à la construction du CS pour les régions de

l'est et de l'ouest du Canada ainsi que la méthode de sélection des accélérogrammes est décrite dans ce chapitre.

Le chapitre 5 aborde la modélisation des systèmes de murs de refend et de murs couplés réalisés sur le logiciel OpenSees. Les aspects importants de la modélisation tels que les lois de comportement, la modélisation de la masse et de l'amortissement sont traités.

Le chapitre 6 présente les résultats des travaux de recherche sous la forme d'un article scientifique. La proposition pour la révision de la norme CSA A23.3 est incluse dans ce chapitre.

CHAPITRE 2

Dimensionnement des murs couplés ductiles

Tel que présenté en introduction, un mur couplé est un assemblage d'au moins deux murs structuraux reliés entre eux par des linteaux que l'on dénomme poutre de couplage. Ces poutres créent une interaction entre les murs lorsqu'ils sont soumis à des charges latérales en transmettant des efforts de cisaillement causant un comportement qui se distingue des portiques simples et des murs structuraux isolés [Lybas et Sozen, 1977]. Les murs couplés sont utilisés couramment dans les bâtiments multi étagés puisqu'ils présentent de nombreux avantages tels qu'un excellent contrôle des déplacements et permettent notamment la construction de murs très élancés sans dépasser les limites de déplacement inter étage prescrites par les normes et codes en vigueur. Lorsqu'ils sont armés adéquatement, ils peuvent fournir un amortissement hystéritique largement supérieur à celui des autres constructions en béton armé [Paulay, 2002].

L'importance de l'effort tranchant transmis par les poutres de couplage est fonction de leur rigidité. Une augmentation de la raideur des poutres conduit à une augmentation du cisaillement transmis alors qu'une diminution de la raideur réduit l'interaction entre les murs (c.-à-d. moins d'efforts de cisaillement transmis entre les murs) et le comportement du mur couplé tend vers celui de deux murs structuraux indépendants. L'effort tranchant transmis par les poutres de couplage crée un couple de forces axiales de compression et de traction dans les murs qui participe à la résistance au moment renversant. Ainsi, les murs couplés possèdent deux mécanismes de résistances aux efforts de flexion. Une partie du moment est repris par le couple d'efforts axiaux alors que les murs du système reprennent individuellement la proportion du moment de renversement qui n'est pas reprise par le couple traction-compression. La figure 2.1 présente le mécanisme de résistance aux charges latérales décrit précédemment. Selon la norme CSA A23.3-14 et le CNBC 2015, les murs sont dits couplés lorsque 66 % ou plus du moment total à la base est repris par le couple de traction et de compression dans les murs. Dans le cas contraire, les murs sont dits partiellement couplés. La proportion du moment repris par le couple de traction-compression correspond au degré de couplage (DC) :

$$DC = \frac{P \times \ell}{M_1 + M_2 + P \times \ell} \quad (2.1)$$

où P est la force axiale à la base des murs et correspond à la somme du cisaillement transmis par les poutres de couplage (voir figure 2.1). Ces forces axiales agissent au centre de gravité des murs et sont espacées d'une distance ℓ . M_1 et M_2 sont les moments renversants repris individuellement par les murs. Les valeurs courantes de degrés de couplage des bâtiments multi étagés se situent entre 0 (mur simple) et 0,75 (mur fortement couplé) [Pennucci *et coll.*, 2015].

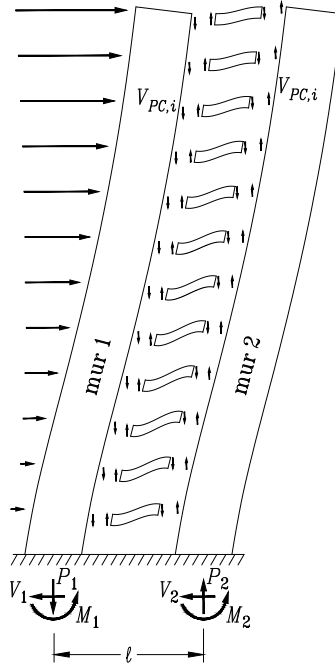


Figure 2.1 Mécanisme de résistance aux charges latérales des murs couplés.

2.1 Exigences du CNBC 2015

La force sismique de dimensionnement est généralement calculée à partir du spectre de dimensionnement, $S(T)$. Le CNBC 2015 a modifié légèrement son approche dans la considération des variations locales du type de sol lors de la construction du spectre. L'accélération spectrale de dimensionnement à une période T est déterminée en effectuant le produit

$$S(T) = F(T)S_a(T) \quad (2.2)$$

où $S_a(T)$ est l'accélération spectrale pour une localisation géographique donnée. Ces valeurs sont désormais données pour une plus grande plage de période, soit 0,2s, 0,5s, 1,0s, 2,0s, 5,0s et 10,0s. Elles correspondent à la réponse en accélération d'un système à un degré de liberté dont le taux d'amortissement est de 5 % soumis à un tremblement de terre dont la probabilité de dépassement est de 2 % sur une période de 50 ans. Les accélérations

spectrales sont données pour un sol de type C. Le coefficient de site $F(T)$ est un facteur d'amplification ou de désamplification du mouvement du sol qui est fonction des conditions du site où se situe le bâtiment à l'étude. Ce coefficient est fonction de la classe de sol et de l'accélération horizontale maximale du sol (en anglais *peak ground acceleration*, *PGA*).

Le spectre de dimensionnement est donné par l'expression 2.3 ci-dessous. Des interpolations linéaires sont nécessaires pour déterminer les valeurs du spectre des périodes intermédiaires.

$$S(T) = \begin{cases} \max(F(0,2)S_a(0,2); F(0,5)S_a(0,5)) & \text{pour } T \leq 0,2 \text{ s} \\ F(0,5)S_a(0,5) & \text{pour } T = 0,5 \text{ s} \\ F(1,0)S_a(1,0) & \text{pour } T = 1,0 \text{ s} \\ F(2,0)S_a(2,0) & \text{pour } T = 2,0 \text{ s} \\ F(5,0)S_a(5,0) & \text{pour } T = 5,0 \text{ s} \\ F(10,0)S_a(10,0) & \text{pour } T \geq 10,0 \text{ s} \end{cases} \quad (2.3)$$

2.1.1 Cisaillement minimum à la base

Depuis l'édition 2005 du CNBC, on reconnaît que la réponse d'une structure à un tremblement de terre est davantage dictée par un comportement dynamique que statique en faisant de la méthode dynamique la méthode recommandée pour déterminer les efforts sismiques de dimensionnement. On recommande cependant une force minimale de cisaillement à la base indépendamment de la méthode d'analyse qui est utilisée. Pour les systèmes de murs structuraux, cette force minimale est donnée par :

$$V = \frac{S(T_a)M_v(T_a)I_E W}{R_d R_o} \geq \frac{S(4,0)M_v(4,0)I_E W}{R_d R_o} \quad (2.4)$$

où $S(T_a)$ est la réponse spectrale en accélération à la période fondamentale, T_a . $M_v(T_a)$ est le facteur tenant compte de l'effet des modes supérieurs introduit pour la première fois dans l'édition 2005 du CNBC. Les valeurs de M_v recommandées par le CNBC 2015 sont présentées dans le tableau 2.1. Les valeurs intermédiaires sont obtenues par une double interpolation linéaire¹. I_E est le coefficient de risque sismique de l'ouvrage variant de 0,8 à 1,5 et W est le poids sismique du bâtiment.

1. Pour les valeurs intermédiaires du rapport $S(0,2)/S(5,0)$, M_v doit être obtenue par interpolation linéaire. Pour les valeurs intermédiaires de la période fondamentale, on détermine M_v en interpolant entre les valeurs de $S(T_a)M_v(T_a)$.

Ce poids inclut 25 % de la charge de neige et la charge permanente sans qu'il soit nécessaire de considérer une charge due aux poids des cloisons supérieure à 0,5 kPa. R_d est le coefficient de modification de la force lié à la ductilité et R_o est le coefficient de modification de la force lié à la surcapacité. Ces deux derniers facteurs sont présentés dans le tableau 2.2 pour les systèmes étudiés dans le cadre de ce projet.

Tableau 2.1 Coefficient de mode supérieur M_v [NRCC, 2015]

$S(0,2)/S(5,0)$	$T_a \leq 0,5$	$T_a = 1,0$	$T_a = 2,0$	$T_a \geq 5,0^\ddagger$
Murs couplés[†]				
5	1	1	1	1
20	1	1	1	1,08
40	1	1	1	1,30
65	1	1	1,03	1,49
Murs simples et systèmes murs-ossatures				
5	1	1	1	1,25
20	1	1	1,18	2,30
40	1	1,19	1,75	3,70
65	1	1,55	2,25	4,65

[†] : Systèmes avec 66 % et plus du moment résistant à la base provenant du couple de traction et de compression dans les murs ($DC \geq 0,66$).

[‡] : Pour les périodes fondamentales supérieures à 4,0 s, on doit utiliser les valeurs de $S(T_a)M_v(T_a)$ correspondant à 4,0 s obtenue par interpolation linéaire entre 2,0 s et 5,0 s.

Tableau 2.2 Facteur de modification de la force R_d et R_o [NRCC, 2015]

	R_d	R_o
Murs couplés ductiles	4,0	1,7
Murs partiellement couplés ductiles	3,5	1,7
Murs simples ductiles	3,5	1,6

Le CNBC 2015 permet cependant de limiter le cisaillement minimal de calcul à la base en lui imposant une borne supérieure lorsque le bâtiment est situé sur un site qui n'est pas de catégorie F et dont la valeur de R_d du SRFs est supérieure à 1,5 :

$$V \leq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \frac{S(0,2)I_E W}{R_d R_o} \\ \frac{S(0,5)I_E W}{R_d R_o} \end{array} \right. \quad (2.5)$$

Le terme $S(T_a)M_v(T_a)I_E W$ de l'équation 2.4 représente le cisaillement maximum à la base dans une analyse élastique, V_E , d'un système dont la période fondamentale dans la direction considérée est T_a . Le cisaillement élastique est divisé par le facteur de modification de la force R_d pour tenir compte de la capacité à dissiper de l'énergie de façon inélastique. Le quotient V_E/R_d représente donc la force à la limite élastique V_y . On divise également la force élastique par le facteur R_o pour considérer la réserve de capacité disponible dans le SRFS. Le quotient $V_E/(R_d R_o)$ représente le cisaillement minimum à la base utilisé pour déterminer les enveloppes de dimensionnement en cisaillement et en flexion.

2.1.2 Analyse dynamique

Le CNBC 2015 propose deux méthodes d'analyse dynamique pour la détermination des efforts sismiques, soit l'analyse dynamique temporelle et la superposition modale des réponses spectrales. L'analyse dynamique temporelle se fait par intégration numérique de la fonction de chargement et peut être réalisée dans le domaine linéaire ou non linéaire. Elle nécessite la sélection d'accélérogrammes compatibles avec le spectre d'aléa uniformisé et est plus coûteuse en termes de calcul que la méthode de la superposition des réponses spectrales. Cette dernière constitue la méthode la plus répandue dans les bureaux d'étude et est la mieux adaptée pour le dimensionnement. Il s'agit de la méthode sélectionnée dans le cadre de ce projet pour la détermination des efforts.

La réponse totale d'une structure à un séisme provient de la superposition de la réponse des modes propres de la structure. Dans le CNBC 2015, on recommande de déterminer les efforts de dimensionnement en effectuant la combinaison de la réponse spectrale des modes de vibration qui contribuent le plus à la réponse de la structure. La réponse spectrale correspond à la réponse statique au vecteur de force élastique maximum du mode i qui est donné par :

$$\mathbf{f}_{Si} = \mathbf{M}\phi_i \frac{\mathcal{L}_i}{\tilde{m}_i} S_a(\xi_i, T_i) \quad (2.6)$$

où $\mathcal{L}_i/\tilde{m}_i = \phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{r} / \tilde{m}_i$ est le facteur de participation du mode i . Le CNBC 2015 recommande de considérer un nombre de modes de vibration suffisant pour représenter au moins 90 % de la masse modale du bâtiment. Cette condition est généralement respectée en considérant les trois premiers modes latéraux dans la direction étudiée. Il est recommandé d'employer la méthode de combinaison quadratique (CQ) pour estimer la valeur probable de la réponse maximale [Chopra, 2017]. Cette méthode consiste à calculer la norme eucli-

dienne des réponses spectrales de l'analyse élastique sur le paramètre recherché :

$$r_o \simeq \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2} \quad (2.7)$$

On obtient le cisaillement élastique à la base, V_E , en combinant par l'équation 2.7, les valeurs de cisaillement obtenues de la réponse statique aux vecteurs de chargement modaux donnés par l'équation 2.6. Le cisaillement de dimensionnement, V_d , est obtenu en multipliant cette valeur par le facteur d'importance I_E et en divisant le cisaillement élastique par les facteurs de modification de la force sismique $R_d R_o$. Pour les structures régulières où il est permis d'utiliser la méthode statique équivalente, le cisaillement de dimensionnement doit être supérieur à 80 % du cisaillement minimum à la base, V , donné par l'équation 2.4. Lorsqu'une analyse dynamique est requise, le cisaillement V_d doit être supérieur ou égale à V . Les structures étudiées dans ce projet sont considérées comme étant régulières.

L'analyse dynamique non linéaire permet d'obtenir la réponse de la structure dans le temps en considérant la ductilité et le comportement hystérétique des matériaux. Cette méthode d'analyse est plus coûteuse et nécessite un dimensionnement préliminaire. Elle est davantage adaptée lors de l'évaluation d'une structure existante que pour un dimensionnement. L'analyse dynamique non linéaire a été utilisée pour comparer les efforts de dimensionnement à la demande en cisaillement lors d'un séisme.

Méthode statique équivalente

Bien que cette méthode n'ait pas été retenue pour la détermination des enveloppes de dimensionnement, on la présente brièvement dans cette section. Pour cette méthode, le cisaillement à la base doit être distribué selon les déplacements du mode fondamental de vibration qui est supposé linéaire. Pour les bâtiments de grande hauteur dont la période fondamentale, T_a , est supérieure à 0,7s, on doit appliquer une force F_t au niveau du toit pour tenir compte de la contribution des modes supérieurs :

$$F_t = 0,07T_a V \leq 0,25V \quad (2.8)$$

Le reste du cisaillement, $V - F_t$, doit être distribué linéairement selon la formule suivante :

$$F_x = (V - F_t) \frac{W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (2.9)$$

où F_x est la force statique équivalente agissant au niveau x , W_x est le poids sismique du niveau x situé à une hauteur h_x par rapport au sol. La figure 2.2 présente la comparaison entre la distribution du cisaillement aux étages d'un mur de refend de 15 étages obtenus à partir de la méthode statique équivalente et de la combinaison quadratique de la réponse modale des 3 premiers modes de vibration.

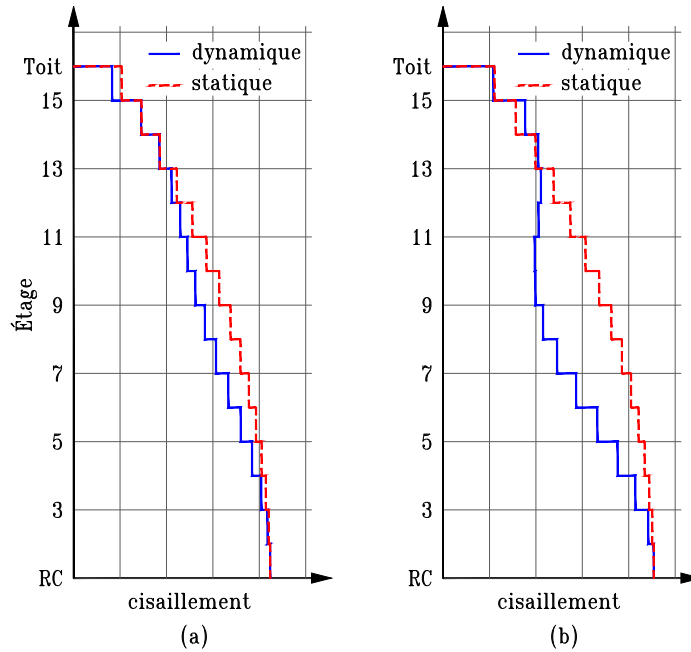


Figure 2.2 Comparaison de la distribution du cisaillement trouvée avec la méthode statique équivalente et la méthode dynamique pour (a) Vancouver et (b) Baie-Saint-Paul.

On note une différence plus importante entre les deux méthodes pour la région de l'est du Canada dû à la contribution plus importante des modes supérieurs dans la réponse au cisaillement.

Période fondamentale de vibration

La période fondamentale de vibration est nécessaire au calcul du cisaillement minimum à la base indépendamment de la méthode utilisée pour la détermination des efforts sismiques. Elle est généralement calculée par des méthodes mécaniques faisant appel à la méthode des éléments finis. Pour ce faire, une modélisation adéquate de la rigidité et de la masse des éléments du bâtiment est requise. Ces modèles ont toutefois tendance à être trop flexible dû à la présence de composante dans les bâtiments non modélisés tels que les éléments architecturaux ou les murs de maçonnerie par exemple qui peuvent apporter une rigidité supplémentaire à la structure. Afin de ne pas trop surestimer la période fondamentale du bâtiment, le CNBC 2015 recommande de limiter la période fondamentale à deux fois la

période calculée avec une formule empirique qui, en l'absence d'une modélisation étoffée, peut être utilisée directement pour déterminer les efforts sismiques. Pour des structures dont le SRFS est constitué de mur de refend, le CNBC 2015 recommande l'expression suivante :

$$T_a = 0,05 (h_n)^{3/4} \quad (2.10)$$

où h_n est la hauteur de la structure en mètre. La figure 2.3 présente des mesures réelles de la période fondamentale recueillies sur des bâtiments dont le SRFS est composé de murs de refend en béton armé. Il est à noter que la limite supérieure de $2,0T_a$ à la période fondamentale ne s'applique pas dans le calcul des déplacements. Elle doit cependant être limitée à 4,0 secondes.

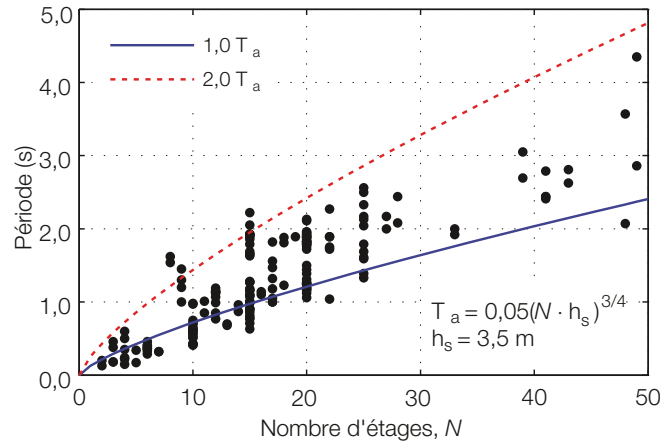


Figure 2.3 Comparaison entre les mesures expérimentales de la période fondamentale et les bornes recommandées par le CNBC 2015 (adaptée de [Boivin et Paultre, 2012b]).

Dans le cadre de l'étude paramétrique dont la période fondamentale est l'un des paramètres importants, le nombre d'étages des modèles est choisi de sorte que la période fondamentale se situe entre $1,0T_a$ et $2,0T_a$ donné par l'équation 2.10. Cette restriction est nécessaire afin de limiter les cas où le cisaillement minimum à la base contrôle les efforts. Cette borne inférieure au calcul du cisaillement à la base n'a pas pour objectif la détermination d'efforts plus réels, mais bien de produire des conceptions plus sécuritaires.

2.2 Exigences de la norme CSA A23.3-14

Le dimensionnement des murs ductiles couplés ou partiellement couplés se fait selon le principe du dimensionnement à la capacité. Ce principe consiste à choisir un ou des systèmes dissipatifs et de s'assurer que le comportement de toutes les autres composantes de

la structure demeure élastique et qu'aucune rupture fragile ne se produise [Paultre, 2011]. Cette procédure de dimensionnement est employée afin de rendre les structures moins sensibles aux caractéristiques des tremblements de terre tels leur contenu fréquentiel et leur magnitude. Il est reconnu que les tremblements de terre d'intensité supérieure à celle du dimensionnement vont produire une demande en ductilité supérieure. Le dimensionnement à la capacité devrait tout de même protéger ces structures contre les modes de déformation non souhaités, et ce, même pour une intensité supérieure à celle du dimensionnement [Priestley, 2003].

Le mécanisme de dissipation d'énergie des murs de refend est assuré par leur ductilité, c'est-à-dire leur capacité à subir d'importantes déformations inélastiques avant de se rompre. Généralement, les murs simples sont conçus tel que la demande en ductilité est située principalement dans la zone de rotule plastique à la base du mur alors que les murs couplés sont conçus de telle sorte que la demande en ductilité est distribuée sur la hauteur du mur par l'entremise des poutres de couplage [Pennucci *et coll.*, 2015].

La rupture des composantes fragiles est évitée si leur résistance est supérieure à la résistance des éléments ductiles :

$$\phi R_f > \lambda R_d \quad (2.11)$$

où ϕ est un facteur de sécurité partiel à appliquer sur la résistance des éléments fragiles et qui est inférieur à 1. λ est un facteur de surcapacité supérieur à 1 que l'on applique sur la résistance des éléments ductiles. Ce principe dicte la détermination des enveloppes de dimensionnement des murs ductiles en béton armé dimensionnés selon la norme CSA A23.3-14 et le CNBC 2015.

La norme CSA A23.3-14 définit trois classes de résistance dans un dimensionnement parasismique : la résistance pondérée, la résistance nominale et la résistance probable. La résistance pondérée est la résistance requise pour résister aux efforts de dimensionnement, calculée en utilisant les coefficients de sécurité partiels du béton ($\phi_c = 0,65$) et de l'acier ($\phi_s = 0,85$). La résistance nominale correspond à une construction idéalisée. Elle est calculée en utilisant les résistances des matériaux spécifiées et en prenant les coefficients de sécurité partiels de 1,0. La résistance probable tient compte du fait que la résistance réelle des matériaux est supérieure aux valeurs spécifiées. Elle est calculée en utilisant la résistance spécifiée du béton, f'_c , et une limite élastique effective égale à $1,25f_y$ pour les barres d'armature.

Rotule plastique et mécanisme de ruine

L'expérience durant les tremblements de terre a montré que les poutres de couplage atteignent leur limite de résistance avant que les murs n'arrivent à leur résistance ultime. Le mécanisme de ruine des murs couplés est donc un mécanisme de poutre où des rotules plastiques se forment à chaque extrémité des poutres de couplage et à la base des murs. Ce mécanisme de ruine est illustré à la figure 2.4. Les poutres de couplage doivent donc disposer d'une ductilité suffisante pour développer des rotules plastiques, de même que pour la base des murs. Or, les poutres de couplage armées de façon conventionnelle possèdent une ductilité et une capacité à dissiper de l'énergie très faible. Paulay a montré qu'en disposant les armatures en diagonale dans ces poutres, leur ductilité et leur capacité à dissiper de l'énergie se trouvaient grandement améliorées [Paulay, 1974]. Les recherches de [Lybas, 1981] ont montré que les murs fortement couplés peuvent présenter un mécanisme de ruine différent que le mécanisme de poutre qui est à la base des exigences de dimensionnement de la norme CSA A23.3. Il a observé que les murs avec un fort DC pouvaient conduire à la plastification des barres d'armature à la base du mur tendu avant que les poutres ne se plastifient et que la capacité du système de murs couplés à dissiper de l'énergie lors d'un tremblement de terre se retrouvait fortement réduite. Des observations similaires ont été faites par [Lehman *et coll.*, 2013] lors d'essais à pleine échelle sur un mur couplé de dix étages dont trois ont été construites en laboratoire. Ils ont observé la formation de rotules plastiques dans les poutres du 2^e et du 3^e niveau, suivi par la plastification des armatures verticales à la base du mur et finalement, de l'apparition de rotule plastique aux extrémités de la poutre de couplage du premier niveau.

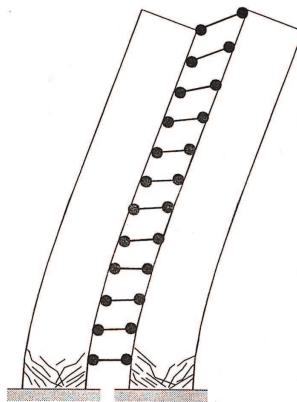


Figure 2.4 Mécanisme de ruine dans les murs couplés ductiles (tirée de [Paultre, 2011])

La norme CSA A23.3-14 définit une hauteur minimum de la zone rotule plastique à la base du bâtiment pour les murs ductiles. Cette hauteur correspond à $0,5l_w + 0,1h_w$ où l_w

est la longueur du mur et h_w , sa hauteur. Il est recommandé d'utiliser la longueur totale de l'ensemble du mur lorsque les murs sont couplés pour le calcul de la hauteur de rotule plastique. Dans le cas des murs partiellement couplés, on doit utiliser la plus grande des longueurs individuelles des deux murs.

2.2.1 Modélisation et rigidité effective

Il est recommandé de déterminer les efforts pondérés agissant dans les différents composants des SRFS en utilisant la modélisation par éléments finis. Cette approche peut également être utilisée pour l'estimation des déplacements de la structure lors d'un séisme. Afin de considérer la fissuration dans le béton, la norme CSA A23.3-14 recommande d'utiliser des propriétés effectives dans le calcul de la rigidité des éléments structuraux. Le tableau 2.3 ci-dessous présente les sections effectives recommandées par la norme.

Tableau 2.3 Propriétés effectives des sections pour les analyses par éléments finis [CSA, 2014]

Éléments	Propriétés effectives
Poutre	$I_e = 0,4I_g$
Poteau	$I_e = \alpha_c I_g$
Poutre de couplage [†]	$A_{ve} = 0,15A_g$; $I_e = 0,4I_g$
Poutre de couplage [‡]	$A_{ve} = 0,45A_g$; $I_e = 0,25I_g$
Dalle	$I_e = 0,2I_g$
Mur	$A_{xe} = \alpha_w A_g$; $I_e = \alpha_w I_g$
[†] : Poutre de couplage avec armature conventionnelle	
[‡] : Poutre de couplage avec armature diagonale	

A_g et I_g correspondent à l'aire et l'inertie brute des sections en négligeant la présence des barres d'armature. A_{ve} et A_{xe} correspondent à l'aire effective en cisaillement et dans la direction axiale respectivement. Les coefficients α_c et α_w du tableau 2.3 sont donnés par :

$$\alpha_c = 0,5 + 0,6 \frac{P_s}{f'_c A_g} \leq 1,0 \quad (2.12)$$

et

$$0,5 \leq \alpha_w = 1,0 - 0,35 \left(\frac{R_d R_o}{\gamma_w} - 1,0 \right) \leq 1,0 \quad (2.13)$$

où la surcapacité flexionnelle, γ_w , doit être calculée à la base du bâtiment. Cette valeur peut être prise égale à R_o . La norme CSA A23.3-14 ne recommande aucun facteur de modification permettant de considérer le comportement en cisaillement d'un mur de béton. L'aire effective en cisaillement peut être fixée de façon conservatrice à 5/6 de l'aire brute pour une section rectangulaire. Cette façon de faire permet de ne pas sous-estimer les

efforts de dimensionnement même s'il est peu probable que la section pleine de béton soit efficace en cisaillement.

2.2.2 Enveloppe du moment de flexion

L'enveloppe du moment de flexion doit être majorée afin de prévenir la plastification des barres verticales au-dessus de la zone de rotule plastique. La détermination des enveloppes de dimensionnement en flexion selon les deux méthodes est présentée à la figure 2.5 pour un bâtiment de 10 étages dont le SRFS est un mur couplé. Lorsqu'une méthode dynamique a été utilisée pour déterminer les efforts de flexion, l'enveloppe de dimensionnement en flexion doit être déterminée en multipliant la distribution des efforts de flexion par le rapport entre le moment résistant et le moment pondéré calculé au-dessus de la zone de rotule plastique, l_{zp} .

$$M_{cap} = \left(\frac{M_r}{M_f} \right)_{l_{zp}} M_f \quad (2.14)$$

Lorsque la distribution des efforts est réalisée avec la méthode statique équivalente, l'enveloppe du moment de flexion à la capacité doit varier linéairement du moment résistant, M_r , au-dessus de la zone de rotule plastique jusqu'à une valeur nulle située à une hauteur correspondant à $0,5l_w + 0,1h_w$ au-dessus du mur.

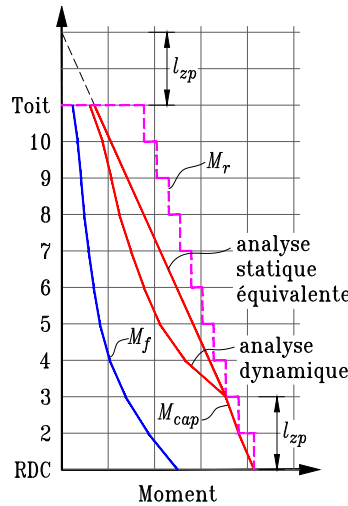


Figure 2.5 Enveloppe de dimensionnement à la capacité du moment renversant.

Ces enveloppes ont pour but de forcer la formation d'une rotule plastique unique à la base et d'éviter l'apparition d'une rotule en hauteur. La formation d'une rotule ailleurs qu'à la base conduit à une demande en ductilité en courbure supérieure pour atteindre la ductilité en déplacement requise et une demande en cisaillement plus élevée. De plus,

la plastification de l'armature longitudinale va mener à une réduction de la résistance en cisaillement et va nécessiter de l'armature transversale supplémentaire à ces endroits dont la localisation est difficile à prédire.

2.2.3 Enveloppe du cisaillement des murs couplés

Afin d'éviter une rupture en cisaillement qui peut survenir de façon brutale, l'enveloppe de dimensionnement doit être supérieure à la demande en cisaillement sur toute la hauteur du bâtiment. Cette enveloppe est déterminée en prenant le minimum

1. du cisaillement correspondant au développement du moment probable M_p dans la zone de rotule plastique obtenue en multipliant l'enveloppe du cisaillement pondérée par le facteur de surcapacité, γ_p . Ce facteur correspond au rapport du moment probable à l'effort de flexion réduit à la base du mur :

$$V_p = \gamma_p V_f = \left(\frac{M_p}{M_f} \right)_{base} V_f \quad (2.15)$$

2. du cisaillement déterminé à partir de la combinaison de charge prenant en compte les effets du séisme en utilisant le facteur de réduction des forces sismiques $R_d R_o = 1,3$.

La première condition est basée sur le principe du dimensionnement à la capacité qui impose la formation d'une rotule plastique unique à la base des murs. Cette condition permet de s'assurer que l'armature de flexion va se plastifier avant qu'une rupture en cisaillement ne survienne. On suppose un comportement linéaire entre le moment et le cisaillement à la base. Les analyses non linéaires ont toutefois montré que cette condition n'est pas toujours vérifiée, particulièrement lorsque la réponse du mur est dominée par les modes supérieurs. Ce point est discuté au chapitre 3.

La deuxième condition correspond à une limite supérieure qui prévoit le cas où la réponse du mur demeure dans le domaine élastique. Il n'est pas requis de dimensionner le mur pour une demande en cisaillement supérieure à la demande élastique. Si la demande en cisaillement est déterminée selon cette dernière approche, il n'est pas nécessaire d'utiliser l'approche du dimensionnement à la capacité. Cette condition contrôle la détermination de l'enveloppe de dimensionnement en cisaillement lorsque la surcapacité à la base du mur ($\gamma_w = M_n/M_f$) est supérieure à 4. Ce cas survient généralement dans les régions où les efforts sismiques sont faibles et pour lesquelles le dimensionnement est contrôlé par le taux d'armature minimum prescrit par la norme CSA A23.3-14.

Le calcul du moment probable à la base ne pose pas de problèmes dans le cas des murs simples. Toutefois, deux approches peuvent être envisagées dans le cas des murs couplés et partiellement couplés. Ces deux méthodes sont décrites au chapitre 6.

2.2.4 Dimensionnement des poutres de couplage

Les analyses ont montré que le cisaillement dans les poutres de couplage est supérieur dans le tiers inférieur du bâtiment et qu'il décroît rapidement avec la hauteur. Le cisaillement dans les poutres de couplage illustré à la figure 2.1 a été mis à l'échelle pour montrer la variation du cisaillement en fonction de la hauteur. Cette variation est moins importante lorsque les poutres de couplage sont élancées. Dans ce cas, on observe une distribution plus uniforme du cisaillement sur la hauteur du bâtiment.

Tel que décrit précédemment, l'effort tranchant transmis par les poutres de couplage génère un couple de traction et de compression dans les murs. Dans une approche basée sur le dimensionnement à la capacité, les poutres de couplages doivent développer une rotule plastique à leur extrémité. Une première approche conservatrice pour déterminer le couple de forces axiales consiste à faire la somme du cisaillement nominal dans toutes les poutres de couplage situées au-dessus du niveau considéré. Il est toutefois peu probable que les poutres développent leur résistance nominale au même instant. La norme CSA A23.3-14 recommande d'amplifier les efforts axiaux dus aux charges latérales du rapport entre la somme du cisaillement nominal et du cisaillement pondéré dans les toutes les poutres de couplage au-dessus du niveau considéré :

$$P_{ni} = \gamma_{nbi} P_{fi} = \frac{\sum_i^n (V_{nb})_i}{\sum_i^n (V_{fb})_i} P_{fi} \quad (2.16)$$

Durant un tremblement de terre, les poutres de couplages subissent d'importantes déformations inélastiques puisqu'elles sont très sensibles au changement de courbure des murs qu'elles relient. Durant un même cycle de déplacement, les poutres de couplage peuvent être soumises à plusieurs cycles de renversement du moment de flexion dû principalement à la réponse des 2^e et du 3^e mode de vibration ce qui peut mener à une dégradation rapide de leur résistance et de leur capacité à dissiper de l'énergie si elles ne sont pas armées de façon adéquate [Paulay et Priestley, 1992].

Les poutres de couplage sont généralement des pièces peu élancées et lorsqu'elles sont armées de façon conventionnelle, les nombreux cycles de reversement auxquels elles sont soumises durant un tremblement de terre vont mener rapidement à la fissuration diagonale sous l'effet de l'effort tranchant. Afin d'éviter ce comportement non désiré, une solution

développée par [Paulay, 1969] et montrée à la figure 2.6 consiste à disposer l'armature selon deux diagonales dans les poutres de couplage peu élancées.

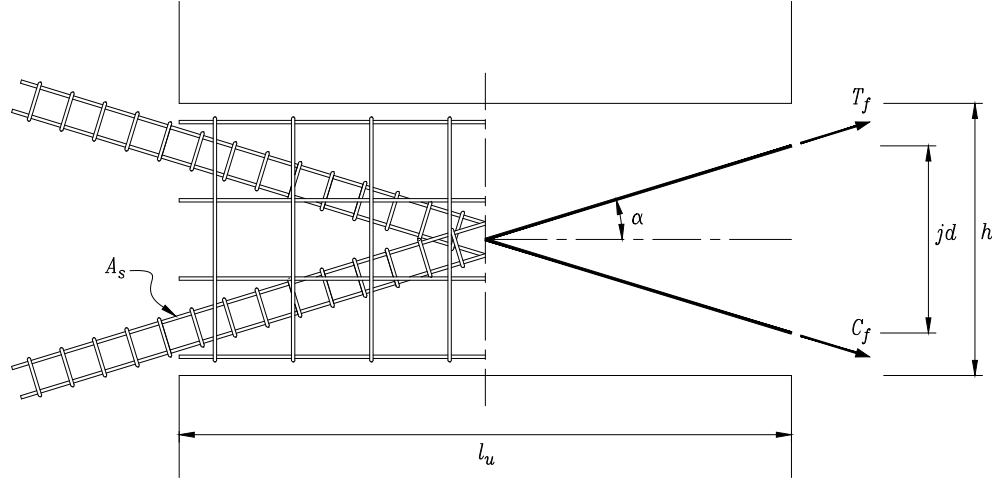


Figure 2.6 Disposition de l'armature selon deux diagonales dans une poutre de couplage à faible élancement.

Selon la configuration présentée à la figure 2.6, le cisaillement est transféré d'un mur à l'autre par la force de traction, T_f , et la force de compression, C_f . La résistance pondérée à l'effort tranchant est donnée par :

$$V_r = 2A_s\phi_s f_y \sin \alpha \quad (2.17)$$

où α est l'angle que font les diagonales par rapport à l'horizontale. La capacité nominale en cisaillement est obtenue en fixant à 1 le facteur de sécurité partiel de l'acier, ϕ_s .

On peut représenter le comportement non linéaire des poutres de couplage dans des modèles numériques en concentrant les déformations inélastiques aux extrémités par l'utilisation de rotules hystériques. Pour ce faire, il est nécessaire de déterminer la résistance au fléchissement de la poutre de couplage avec de l'armature diagonale. Cette résistance peut être déterminée en prenant le couple résultant des composantes horizontales de tension et de compression des armatures diagonales au nu du mur [Moehle, 2015] :

$$M_r = A_s\phi_s f_y jd \cos \alpha \quad (2.18)$$

où jd est la distance verticale entre le centre de gravité des sections d'armature en traction et en compression au nu du mur. Les poutres de couplage sont soumises à des efforts de flexion opposés aux deux extrémités et se retrouvent en double courbure lors de l'application d'une charge latérale. Ainsi, l'effort tranchant provenant de l'action des séismes peut

être relié au moment de flexion par la relation :

$$V_f = \frac{2M_f}{l_u} \quad (2.19)$$

CHAPITRE 3

Amplification du cisaillement

Plusieurs études ont montré qu'une amplification du cisaillement se produisait dû aux effets inélastiques des modes supérieurs et des effets dynamiques de la réponse d'une structure à un tremblement de terre. [Boivin et Paultre, 2010] ont étudié la performance d'un bâtiment de 12 étages dimensionné selon le CNBC 2005 et la norme CSA A23.3-04 dont le SRFS est un noyau en béton armé composé de murs structuraux ductiles dans une direction et de murs couplés ductiles dans la direction perpendiculaire. La réponse en cisaillement sous l'action de plusieurs accélérogrammes est montrée dans la direction des murs simples à la figure 3.1a et dans la direction couplée en 3.1b. On remarque que la demande en cisaillement dépasse largement l'enveloppe de dimensionnement à la capacité et que la sous-estimation de l'effort tranchant est moins importante dans la direction des murs couplés.

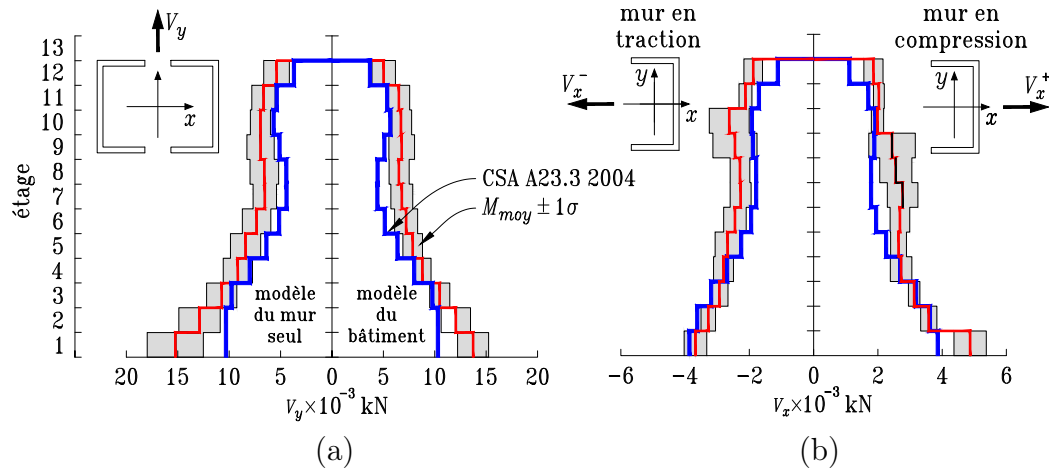


Figure 3.1 Enveloppe du dimensionnement selon la norme CSA A23.3-04 et enveloppe moyenne du cisaillement ± 1 écart-type (σ) obtenue par des analyses non linéaires avec des spectres compatibles avec la région de Montréal (tirée de [Boivin et Paultre, 2010])

3.1 Effets élastiques des modes supérieurs

La réponse élastique d'un mur de refend dans les bâtiments multi étages est généralement davantage contrôlée par l'action des modes supérieurs de vibration que par le mode fondamental sur lequel est basée la méthode statique équivalente. L'amplification élastique

du cisaillement augmente rapidement avec une augmentation de la période fondamentale. Les modes supérieurs, qui ont une période plus faible, ont une réponse spectrale supérieure en raison de la pente descendante observée sur les spectres de dimensionnement. C'est ce qui explique que la plupart des normes de dimensionnement parasismique ne permettent d'utiliser une méthode statique équivalente des forces sismiques basée sur le mode fondamental que pour les bâtiments dont la période fondamentale est inférieure à 2,0s [Rutenberg, 2013]. Ce phénomène, associé aux effets élastiques des modes supérieurs, est pris en compte lors d'une analyse dynamique linéaire temporelle ou par superposition modale. Le facteur M_v de la méthode statique équivalente du CNBC 2015 permet également de considérer l'effet élastique des modes supérieurs. Benazza et Chaallal ont montré que l'utilisation du coefficient des modes supérieurs M_v n'était cependant pas adaptée pour les murs couplés dont le degré de couplage se situe près de la frontière qui sépare les murs couplés et partiellement couplés (DC = 66%). Une sous-estimation importante des efforts de cisaillement était observée pour les murs couplés (DC = 70%) alors qu'ils ont constaté une surestimation du cisaillement pour les murs partiellement couplés (DC = 60%) lors d'analyse dynamique linéaire [Benazza et Chaallal, 2013]. Les auteurs expliquent ces écarts par l'importante différence entre le coefficient M_v pour les murs couplés et partiellement couplés.

3.2 Effets inélastiques des modes supérieurs

Une augmentation de l'amplification du cisaillement est observée lorsque la réponse passe dans le domaine non linéaire. Ce phénomène est associé aux effets inélastiques des modes supérieurs. La contribution relative des modes supérieurs (principalement le 2^e et le 3^e) augmente alors que celle du premier mode est saturée et semble diminuer due à l'augmentation de la période fondamentale. Cette élongation de la première période de vibration est attribuable à la perte de la rigidité qui survient lors de l'apparition d'une rotule plastique à la base [Sangarayakul et Warnitchai, 2004; Sullivan *et coll.*, 2008].

La figure 3.2 présente les quatre premiers modes de vibration d'un mur en porte-à-faux avec un encastrement et une rotule à la base. On observe que la formation d'une rotule à la base n'affecte pas significativement la déformée modale et la distribution des forces élastiques des modes supérieurs. Le premier mode avec rotule est quant à lui un mode de corps rigide qui ne contribue pas à reprendre l'effort tranchant. La contribution du premier mode à reprendre les forces de cisaillement est donc limitée à la capacité de la rotule plastique à la base du mur. La réponse des modes supérieurs demeure quant à elle près du domaine élastique [Rutenberg, 2013]. La variation de la contribution relative

des modes de vibration lorsque la réponse est non linéaire suggère que l'utilisation d'un facteur de réduction de la force sismique lié à la ductilité unique pour tous les modes de vibration ne permet pas d'estimer la demande en cisaillement adéquatement [Pennucci *et coll.*, 2015].

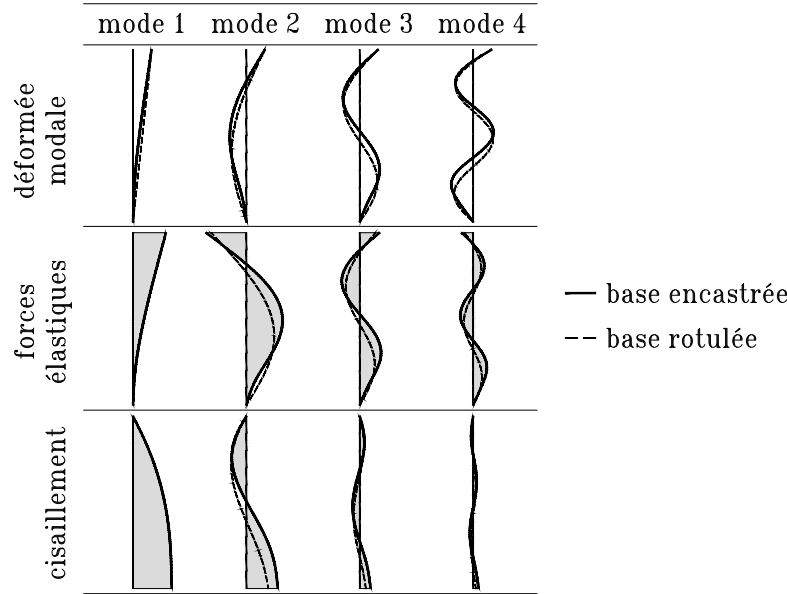


Figure 3.2 Mode de vibration des murs en porte-à-faux encastrés et rotulés à la base (adaptée de [Wiebe et Christopoulos, 2009])

Les effets non linéaires des modes supérieurs sur l'amplification du cisaillement sont toutefois moins importants dans le cas des murs couplés. Pennucci *et al.* ont présenté un exemple simple qui permet d'expliquer la corrélation entre l'augmentation de la période des modes supérieurs de vibration des murs couplés et le degré de couplage lorsque les rotules plastiques se forment aux extrémités des poutres. La figure 3.3 présente en (a) un système faiblement couplé et en (b) un système fortement couplé. La rigidité des systèmes est telle que leur période fondamentale est identique ce qui implique que $EI_{w,A} > EI_{w,B}$.

Si les deux systèmes de murs couplés sont conçus pour un facteur de réduction de la force sismique lié à la ductilité très important ($R_d \rightarrow \infty$), les rotules plastiques peuvent être idéalisées par des rotules sans friction. Les périodes effectives des modes supérieurs lors de l'apparition des rotules peuvent être considérées comme proportionnelles à la rigidité des murs uniquement ($T \propto \sqrt{1/EI}$). Ainsi, les murs couplés avec un DC plus élevé vont subir une augmentation plus importante de leurs périodes de vibration lors de l'apparition de rotules plastiques aux extrémités des poutres de couplage puisqu'une proportion plus grande de leur raideur latérale est attribuable à la présence de poutres rigides entre les murs. La perte de rigidité des poutres provoque l'allongement des périodes des modes

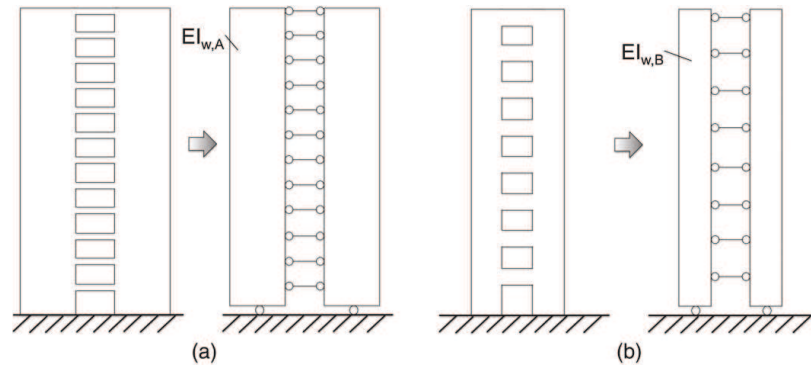


Figure 3.3 Mur couplé avec (a) faible DC et (b) un fort DC (tirée de [Pennucci *et coll.*, 2015])

supérieurs ce qui conduit à une réduction des réponses spectrales et par le fait même, de la demande en cisaillement des modes supérieurs [Pennucci *et coll.*, 2015].

Lybas [1981] a étudié le comportement des murs couplés en soumettant des spécimens à l'échelle 1:12 à la composante horizontale du tremblement d'El Centro par l'entremise d'une table sismique et dont seule l'amplitude variait d'un essai à l'autre. L'enregistrement sismique a été réduit d'un facteur cinq afin d'être compatible avec la période naturelle d'un mur couplé à pleine échelle. Il a notamment étudié l'effet du degré de couplage sur la contribution des modes supérieurs dans la réponse en déplacement, en accélération, en cisaillement et en moment de flexion à la base utilisant trois degrés de couplage pour ces essais : faiblement couplé, modérément couplé et fortement couplé. Les résultats de ses essais ont montré que la contribution dans la réponse en cisaillement des modes supérieurs, et plus particulièrement du 2^e mode de vibration, était plus importante lorsque la rigidité des poutres de couplage diminuait dû à l'endommagement de la structure qui est causé par les nombreux cycles de chargement. Il a également observé que la contribution du 2^e mode avait un impact majeur sur l'amplitude du cisaillement observée à la base durant un séisme. La demande en cisaillement était supérieure à celle prédite par le mécanisme de rupture qui prévoit la plastification de l'armature de flexion dans les poutres de couplage avant la formation d'une rotule plastique à la base. Enfin, les effets des modes supérieurs sur la réponse en cisaillement diminuaient avec l'augmentation du degré de couplage.

3.3 Facteur d'amplification dynamique

Blakeley *et coll.* [1975] ont été les premiers à s'intéresser à l'effet des modes supérieurs sur la demande en cisaillement et en flexion des murs structuraux sous l'action des séismes. Depuis, de nombreuses recherches sur le sujet ont été menées et une abondante liste de

publication est disponible à ce jour. Toutefois, il ne semble toujours pas y avoir eu consensus puisque les différents codes et normes de dimensionnement adoptent des approches différentes.

Ces facteurs de correction appliqués aux efforts de dimensionnement à la capacité en cisaillement ont été généralement dérivés pour les murs structuraux simples. Leur application sur les murs couplés n'a cependant pas fait l'objet d'études approfondies bien que certains codes de dimensionnement les recommandent pour ce type de structure. On présente dans cette section une revue des différents facteurs et méthodes d'amplification du cisaillement qui ont été proposés pour les murs couplés.

3.3.1 Blakeley *et coll.*, 1975

Bien que les travaux de [Blakeley *et coll.*, 1975] ont été réalisés sur les murs structuraux simples, on présente tout de même les résultats de leurs travaux pour l'importance des conclusions qui ont été tirées de leurs analyses et parce que les résultats de leur recherche sont appliqués aux murs couplés dans la norme de dimensionnement des structures en béton de la Nouvelle-Zélande [NZS, 2006]. Les conclusions suivantes sont tirées des analyses non linéaires qu'ils ont menées :

1. la demande en cisaillement est amplifiée par les modes supérieurs ;
2. une rotule plastique est susceptible de se former aux étages supérieurs dus aux effets des modes supérieurs ;
3. les murs structuraux avec plus d'étages, c'est-à-dire avec une période fondamentale plus longue sont soumis à une plus grande amplification du cisaillement ;
4. la distribution triangulaire des forces de cisaillement recommandée par la méthode statique équivalente surestime la hauteur de la résultante des forces de cisaillement et sous-estime la demande en cisaillement ;
5. l'amplification du cisaillement dû aux effets des modes supérieurs diminue avec une augmentation de la surcapacité flexionnelle à la base.

La figure 3.4 permet d'expliquer l'impact de la 4^e conclusion présentée ci-haut. On présente sur cette figure la distribution des forces élastiques auxquels est soumis un mur structural à un pas de temps où le moment probable est atteint à la base durant un séisme.

La représentation des forces élastiques montre clairement que la distribution triangulaire inversée basée sur le premier mode n'est pas adéquate dus aux effets des modes supérieurs. On remarque également que la résultante des forces de cisaillement se situe à une hauteur bien moins élevée que la hauteur supposée par la méthode statique équivalente

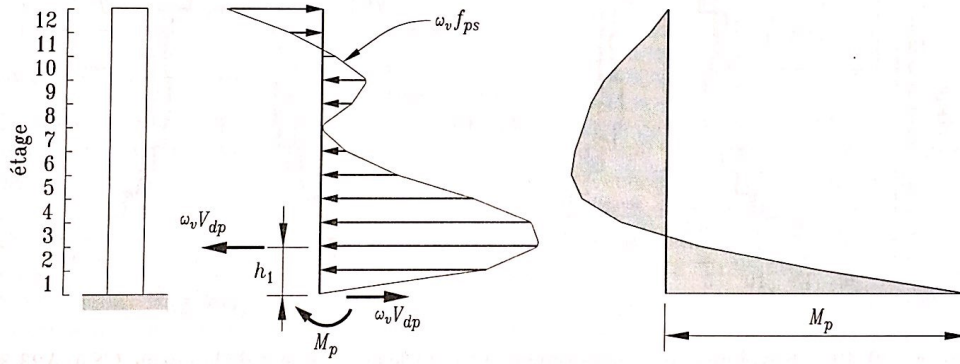


Figure 3.4 Effets des modes supérieurs sur la distribution du cisaillement (tirée de [Paultre, 2011])

pour laquelle la résultante se trouve au $2/3$ de la hauteur du bâtiment à partir de la base. Le rabaissement de la résultante des forces suggère qu'une plus grande demande en cisaillement est nécessaire pour atteindre la capacité probable du mur en flexion à la base. L'amplification du cisaillement peut donc être reliée à la hauteur de la résultante réelle par rapport à celle estimée lors du dimensionnement.

Les travaux de Blakeley *et coll.* ont mené à l'application d'un facteur de correction pour considérer à la fois les effets élastiques et inélastiques des modes supérieurs sur la demande en cisaillement à la base V_a :

$$V_a = \omega_v V_d \quad (3.1)$$

où V_d est le cisaillement à la base déterminée selon une distribution triangulaire inversée et ω_v , le facteur d'amplification du cisaillement qui dépend du nombre d'étages et qui est donné par :

$$\omega_v = \begin{cases} 0,9 + N/10 & \text{pour } N \leq 6 \\ 1,3 + N/30 & \text{pour } N > 6 \end{cases} \quad (3.2)$$

où N est le nombre d'étages. Cette approche a été retenue dans la norme de dimensionnement des structures en béton de la Nouvelle-Zélande [NZS, 2006]. Sa valeur a toutefois été limitée à 1,8 ce qui correspond à un bâtiment de 15 étages. Ce même facteur était recommandé dans le commentaire de l'édition de 1994 de la norme CSA A23.3 [CAC, 1996].

Le coefficient d'amplification ω_v est cependant basé uniquement sur le nombre d'étages qui représente une indication grossière de la période fondamentale. Il ne tient pas compte de la surcapacité en flexion à la base qui a une influence majeure sur l'amplification du cisaillement. De plus, les analyses de Blakeley *et coll.* ont été effectuées qu'avec cinq

accélérogrammes dont deux avaient été générés artificiellement [Rutenberg, 2013]. Challaal et Gauthier ont montré que ce facteur surestimait la demande en cisaillement des murs couplés situés au Canada [Chaallal et Gauthier, 2000].

3.3.2 Chaallal et Gauthier, 2000

Les analyses de Chaallal et Gauthier ont montré que le facteur d'amplification dynamique pour tenir compte des effets des modes supérieurs pouvait être pris égale à l'unité si l'enveloppe de dimensionnement du cisaillement dans le mur tendu et le mur comprimé est calculée à partir de l'équation (2.15) en utilisant la valeur de la surcapacité probable, γ_p , basée sur l'effort axial prenant en considération l'effet des séismes qui maximise la compression [Chaallal et Gauthier, 2000].

$$V_{\text{cap}} = \gamma_{p,c} V_f = \left(\frac{M_{p,c}}{M_f} \right)_{\text{Base}} V_f \quad (3.3)$$

Boivin et Paultre ont montré que l'approche proposée par Challaal et Gauthier pouvait tout de même mener à une rupture en cisaillement lorsqu'ils ont procédé à l'évaluation de la performance sismique d'un bâtiment de 12 étages situé à Montréal [Boivin et Paultre, 2010]. Cette approche est cependant difficilement applicable dans le cas de murs fortement couplés situés dans les régions dont la réponse du premier mode est importante. Pour ces structures, l'effort axial à la base des murs est très important alors que le moment de flexion est faible dû à la proportion plus importante du moment repris par le couple d'effort axial. Cette approche conduira nécessairement à un dimensionnement élastique et à une surestimation de la demande en cisaillement.

3.3.3 Pennucci *et coll.*, 2011 - WCD method

La *weighted capacity design* (WCD) permet d'estimer la réponse non linéaire des modes supérieurs sans avoir recours à une analyse par éléments finis. Elle est basée sur le fait que les poutres de couplage atteignent leur limite élastique bien avant la base du mur et peuvent donc être considérées comme étant rotulées à leur extrémité. On suppose que la réponse d'un mur couplé ductile se situe entre la réponse d'un système à base fixe et d'un système à base rotulée. La contribution modale du n^e mode dans la réponse en termes de cisaillement et de moment à la base est donnée par les équations suivantes :

$$V_n(x) = m_{\text{tot}} [\rho \cdot c_{n,f}(x) \cdot Sa_{n,f} + (1 - \rho) \cdot c_{n,p}(x) \cdot Sa_{n,p}] \quad (3.4)$$

$$M_n(x) = m_{\text{tot}} h_w [\rho \cdot d_{n,f}(x) \cdot Sa_{n,f} + (1 - \rho) \cdot d_{n,p}(x) \cdot Sa_{n,p}] \quad (3.5)$$

où m_{tot} est la masse totale du système. Les indices f et p représentent les conditions fixes et rotulées des appuis respectivement. Le facteur ρ assure la transition entre les deux systèmes variant de 0 (base rotulée) à 1 (base fixe). La variation de ρ est montrée à la figure 3.5. Les paramètres $c_n(x)$ et $d_n(x)$ sont donnés dans le tableau 3.1.

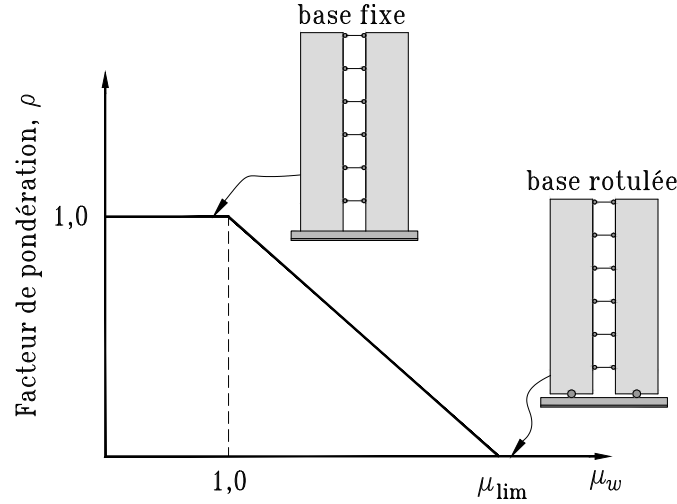


Figure 3.5 Variation du facteur ρ en fonction de la ductilité des murs dans la méthode WCD (adaptée de [Pennucci *et coll.*, 2015])

Pennucci *et al.* recommande de fixer la limite de ductilité (μ_{lim}) à 5. Toutefois, il peut être difficile d'assurer un même facteur de réduction de la force lié à la ductilité dans tout le système des murs couplés (c.-à-d. base du mur et poutre de couplage) et une valeur inférieure ($\mu_{lim} = 3,5$) est suggérée par [Pennucci *et coll.*, 2011].

Tableau 3.1 Paramètre dynamique de la méthode WCD [Pennucci *et coll.*, 2015]

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4
Base fixe				
$c(0)$	0,613	0,188	0,065	0,033
$c(L/2)$	0,518	0,018	0,046	$1,26 \times 10^{-4}$
$d(L/2)$	0,151	0,0281	0,0002	0,0021
Base rotulée				
$c(0)$		0,137	0,040	0,019
$c(L/2)$		0,038	0,038	0,007
$d(L/2)$		0,0347	0,0023	0,0017

Une fois la réponse des quatre premiers modes calculée, celles-ci sont combinées par la méthode de la combinaison quadratique (CQ) afin de calculer les efforts de dimensionnement. Ils peuvent ensuite être utilisés pour effectuer un dimensionnement à la capacité.

3.3.4 Pennucci *et coll.*, 2015 - EMS method

La seconde approche proposée par Pennucci *et al.* est basée sur la *substitute structure method* (SSM) développée par [Shibata et Sozen, 1976]. La détermination des efforts selon cette méthode est réalisée en deux étapes :

1. la réponse du premier mode correspond à la réponse spectrale réduite ;
2. la réponse des modes supérieurs est estimée par une analyse élastique sur une structure équivalente dont les rigidités des rotules plastiques sont égales à la rigidité sécante de la structure originale à la réponse maximale et dans laquelle l'amortissement est le même que la structure originale.

Cette méthode porte le nom de superposition modale effective (en anglais *effective modal superposition*, EMS). Les auteurs ont proposé la relation suivante pour déterminer la rigidité effective à la base du mur :

$$EI_{bh,eff} = \frac{EI_w}{\mu_\varphi} = \frac{EI_w}{1 + \frac{h_w}{3l_p}(\mu_\Delta - 1)} \quad (3.6)$$

et l'expression suivante pour la rigidité effective des poutres de couplage sur toute la hauteur du bâtiment :

$$EI_{CB,eff} = \frac{EI_{CB}}{\mu_\Delta} \quad (3.7)$$

où la ductilité en déplacement, μ_Δ , peut être liée au facteur de réduction de la force sismique en utilisant la relation proposée par [Pennucci *et coll.*, 2011] :

$$\mu_\Delta = R^{1.3} \quad (3.8)$$

Les réponses des modes supérieurs de la structure de rigidité effective, EI_{eff} , peuvent être combinées à la réponse réduite du premier mode en utilisant la méthode de la combinaison quadratique (CQ).

3.4 Norme de dimensionnement CSA A23.3-14

Dans l'édition 2004 de la norme CSA A23.3, il était recommandé de considérer l'amplification du cisaillement due aux effets inélastiques des modes supérieurs. Toutefois aucune expression permettant de quantifier cette amplification n'était proposée [CAC, 2006]. Les analyses numériques récentes [Boivin et Paultre, 2012a; Dezhdar, 2012] dans le domaine non linéaire sur des murs structuraux ont montré qu'un facteur de correction, variant linéairement de 1 à 2 avec le rapport de la capacité nominale du mur en flexion à la demande

élastique réduite (M_n/M_f), permettait d'estimer la demande en cisaillement dans les murs simples [Adebar *et coll.*, 2014]. Ils ont également montré que l'amplification dynamique augmentait considérablement lorsque la période fondamentale passe de 0,5 s à 1,0 s.

Les membres du comité de la norme CSA A23.3 ont choisi de limiter l'amplification du cisaillement à 1,5. L'effort de cisaillement maximum ne survient que lors d'un cycle de chargement et pour une très courte période de temps alors que le cisaillement est considérablement plus faible lors des autres cycles de chargement [Yathou, 2011]. De plus, les murs armés convenablement ont une grande ductilité en cisaillement et le cisaillement maximum ne survient pas au même instant que la rotation maximum à la base du mur, alors que la norme le suppose [CAC, 2016]. Ainsi, le nouveau facteur d'amplification sismique du cisaillement dans l'édition 2014 de la norme s'écrit :

$$1,0 \leq 1,0 + 0,25 \left(\frac{R_d R_o}{\gamma_w} - 1 \right) \leq 1,5 \quad (3.9)$$

où γ_w est le facteur de surcapacité flexionnel à la base du mur (M_n/M_f). Cette équation s'applique lorsque la période fondamentale, T_a , est plus grande qu'une période limite supérieure, T_U . Lorsque T_a est plus petite que la borne inférieure T_L le facteur doit être pris égal à 1,0 et une interpolation linéaire doit être effectuée pour T_a compris entre T_L et T_U . Le tableau 3.2 présente les limites de période pour lesquelles le facteur d'amplification du cisaillement est applicable. Ainsi, l'enveloppe de dimensionnement en cisaillement est obtenue en multipliant l'enveloppe du cisaillement probable (équ. 2.15) par le facteur d'amplification dû aux effets inélastiques du cisaillement (équ. 3.9).

Tableau 3.2 Période limite $\mathbf{T_L}$ et $\mathbf{T_U}$

	$\mathbf{T_L}$	$\mathbf{T_U}$
$S(0,2)/S(2,0) < 10,0$	0,5 s	1,0 s
$S(0,2)/S(2,0) \geq 10,0$	0,2 s	0,5 s

L'expression proposée par la norme CSA A23.3-14 (équ. 3.9) ne s'applique cependant qu'aux murs simples. Elle n'est donc pas applicable aux murs couplés et partiellement couplés [CSA, 2014].

3.5 Étude paramétrique sur les murs simples

Cette section présente brièvement les résultats des études paramétriques réalisées par [Boivin et Paultre, 2012b] et [Ambroise *et coll.*, 2013] sur les murs structuraux simples. Ces études avaient pour objectif d'étudier les effets non linéaires des modes supérieurs sur la réponse des murs. Les résultats sont basés sur des analyses dynamiques temporelles dans

le domaine non linéaire pour les régions de l'est et de l'ouest du Canada. Les paramètres suivants ont été étudiés :

- la période fondamentale ;
- la surcapacité en flexion ;
- le nombre d'étages ;
- la classe du site ;
- l'élancement du mur ;
- la section du mur.

Les analyses numériques ont montré que la période fondamentale de vibration et la surcapacité flexionnelle à la base sont les deux paramètres qui ont la plus grande influence sur l'amplification sismique du cisaillement dans les murs structuraux. La figure 3.6 illustre l'influence de ces paramètres pour les deux régions étudiées. Les traits pleins représentent l'amplification à la base alors que les traits tiretés montrent l'amplification moyenne sur tous les niveaux des bâtiments.

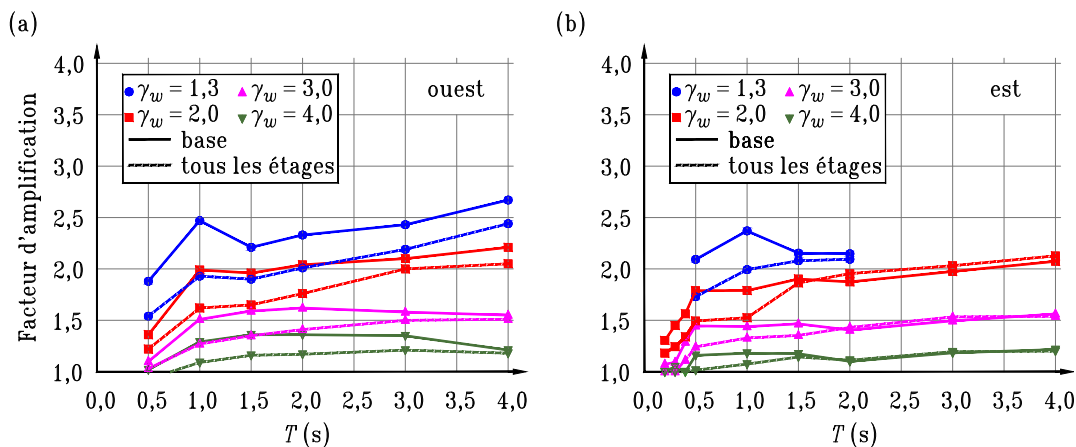


Figure 3.6 Influence de la surcapacité flexionnelle (γ_w) sur l'amplification dynamique du cisaillement à partir d'analyse sur VT2 (tirée de [Paultre, 2011])

Les analyses ont montré que l'amplification du cisaillement diminue rapidement lorsque la surcapacité à la base augmente, peu importe le nombre d'étages. Cette diminution est, de plus, presque linéaire. On remarque également que l'amplification du cisaillement augmente rapidement lorsque la période passe de 0,5s à 1,0s. De plus, pour $T > 1,0$ s, l'amplification dynamique augmente légèrement pour $\gamma_w \leq 2,0$ et demeure relativement constante pour $\gamma_w \geq 3,0$, lorsque la période augmente.

L'amplification dynamique du cisaillement s'est avérée peu influencée par la classe de sol. Une légère sensibilité aux sols de type A et E a été observée au niveau de l'amplification à la base en raison de la différence significative de leurs spectres de réponse. Enfin, les analyses

ont montré que la section transversale et l'élancement du mur n'a que peu d'influence sur l'augmentation du cisaillement.

La figure 3.7 présente les facteurs d'augmentation du cisaillement qui ont été proposés pour les régions de l'est et de l'ouest du Canada. Cette proposition est très similaire à ce qui a été adopté dans l'édition 2014 la norme CSA A23.3 à l'exception que le facteur d'augmentation est limité à 1,5.

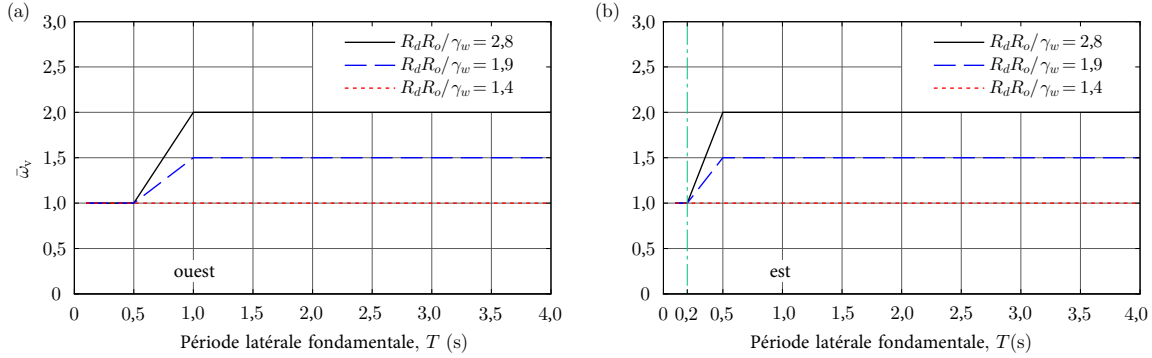


Figure 3.7 Facteur d'augmentation dynamique proposé pour les régions de (a) l'ouest et de (b) l'est du Canada (tirée de [Ambroise *et coll.*, 2013]).

3.6 Étude paramétrique sur les murs couplés

Cette section présente une étude paramétrique sur l'augmentation du cisaillement due aux modes supérieurs dans les murs couplés réalisée par [Benazza et Chaallal, 2013]. Les conclusions présentées sont basées sur des analyses dynamiques temporelles dans le domaine linéaire pour les régions de l'est et de l'ouest du Canada (ville de Montréal et de Vancouver respectivement). Cette étude a été motivée par la grande différence qui existe au niveau du paramètre M_v entre les murs couplés et partiellement couplés. Les paramètres étudiés sont les suivants :

- le degré de couplage ;
- le nombre d'étages ;
- la période fondamentale ;
- la classe de sol (A à E) ;
- l'emplacement (Montréal et Vancouver).

Les résultats de leurs analyses ont montré que l'augmentation du cisaillement due aux effets des modes supérieurs est indépendante du degré de couplage pour les valeurs courantes de degré de couplage observé dans les murs couplés et partiellement couplés (55 % à 75 %). Le nombre d'étages n'a également aucune influence significative. Pour une plage de période

fondamentale située entre 0,5 s et 2,0 s, l'amplification du cisaillement augmente de façon linéaire avec la période. De plus, elle augmente avec la consistance du sol, soit de la classe E à A. Enfin, ils ont observé que la contribution des modes supérieurs (principalement le 2^e et le 3^e mode) est plus importante dans la zone sismique de l'est du Canada dû à la forme du spectre d'aléa sismique qui est caractérisé par une pente plus abrupte dans cette région.

Les résultats de leur étude ne tiennent pas compte du comportement non linéaire des murs et des poutres de couplage. On sait que pour ces systèmes, les poutres de couplage vont participer à dissiper de l'énergie par un mécanisme d'amortissement hystérétique. Or, cet aspect ne peut être capturé lors d'analyse linéaire et il est attendu qu'un degré de couplage élevé conduise à une réduction des efforts de cisaillement observés durant un tremblement de terre.

CHAPITRE 4

Sélection des tremblements de terre

La sélection des accélérogrammes qui seront utilisés dans les analyses numériques a une incidence directe sur les réponses obtenues. Plusieurs méthodes ont été proposées dans la littérature et dans les codes de dimensionnement afin de procéder cette sélection. Ces procédures consistent sommairement à sélectionner des tremblements de terre dont le spectre de réponse est compatible avec un spectre de réponse cible sur une plage de période. Leur compatibilité est assurée en minimisant l'écart entre le spectre cible et les spectres de réponse des accélérogrammes sur la plage de période d'intérêt qui aura une influence sur le comportement de la structure.

Traditionnellement, les spectres d'aléa uniformisés (en anglais *Uniform hazard spectra*, UHS) étaient utilisés pour trouver des accélérogrammes compatibles. Ces spectres s'avèrent cependant inadéquats pour la sélection des accélérogrammes. Ces derniers sont construits de façon à produire une réponse spectrale dont la probabilité de dépassement est de 2 % sur une période de 50 ans, et ce, pour toutes les périodes représentées sur le spectre. Ainsi, les accélérogrammes compatibles avec les UHS sont très conservateurs puisqu'un seul enregistrement produit une réponse importante pour toutes les périodes alors que les UHS sont déterminées à partir de plusieurs enregistrements [Baker, 2011]. Enfin, la sélection des tremblements de terre à partir des UHS diminue considérablement la variabilité des réponses d'une structure à un séisme. Le caractère aléatoire de la réponse des bâtiments à un tremblement de terre pourrait ne pas être bien représenté [Dezhdar et Adebar, 2015].

Une alternative intéressante, proposée par [Baker et Cornell, 2006], est d'utiliser des spectres conditionnels (en anglais *Conditional spectrum*, CS) pour la sélection des accélérogrammes. Les spectres conditionnels prennent en considération la variabilité et l'incertitude des tremblements de terre. Ils sont représentatifs des accélérogrammes produisant une réponse S_a à une période donnée. Cette réponse peut être choisie de telle sorte que la probabilité de dépassement soit de 2 % dans 50 ans. Ce choix permet de s'assurer que les spectres des tremblements de terres sélectionnées passeront par la réponse S_a des spectres de dimensionnement à la période de conditionnement. La section suivante présente la procédure pour calculer les spectres conditionnels.

4.1 Calcul du spectre conditionnel

La première étape du calcul du spectre conditionnel consiste à déterminer une accélération spectrale cible, notée $S(T^*)$, à une période de conditionnement choisie T^* . Il est commun de choisir cette période comme étant la période fondamentale de vibration de la structure. Les analyses non linéaires récentes ont montré que ce choix n'était pas toujours adéquat dépendamment de la réponse recherchée [Dezhdar et Adebar, 2015]. La réponse en cisaillement d'une structure est davantage influencée par les modes supérieurs que par le mode fondamental dont la période s'allonge lorsque la réponse passe dans le domaine non linéaire. Dezhdar recommande de conditionner le spectre à la 2^e période de vibration en utilisant les propriétés des sections non fissurées lors d'analyses non linéaires sur des murs structuraux afin d'obtenir une réponse maximale en cisaillement.

On doit ensuite identifier un scénario sismique représentatif en termes de magnitude (M) et de distance (R) pour la réponse $S(T^*)$. Puisque cette réponse est choisie comme étant la réponse du spectre de dimensionnement dont la probabilité de dépassement est de 2 % en 50 ans, on peut obtenir le scénario M/R en effectuant une désagrégation de l'aléa sismique. La désagrégation de l'aléa sismique est une façon d'identifier la contribution des événements exprimés en termes de magnitude et de distance sur l'aléa sismique d'une localité. Cette contribution, $C(M,R)$, est évaluée en effectuant le rapport entre la récurrence des événements de magnitude M enregistrée à une distance R de l'hypocentre, $N(M,R)$, sur le nombre total de récurrences, N_{tot} , pour un site ayant une accélération spectrale supérieure à une valeur S_a à une période choisie [Filiatrault *et coll.*, 2013]. Une fois le scénario M/R identifié, un spectre moyen, $\mu_{\ln S_a}(M,R,T_i)$, et son écart type, $\sigma_{\ln S_a}(T_i)$ est calculé en utilisant les équations de prédiction du mouvement (*ground motion models*, GMM) appropriées. Dans la région de l'ouest du Canada, le BSSA 2014 GMM [Boore *et coll.*, 2014] a été utilisé pour calculer le spectre moyen $\mu_{\ln S_a}(M,R,T)$ et l'écart-type $\sigma_{\ln S_a}(T)$. Pour la région de l'est du Canada, les tables de valeurs fournies par [Atkinson et Adams, 2013] et qui ont servi à la construction des tables de réponse sismique dans le CNBC 2015 ont été utilisées pour calculer le spectre moyen et son écart-type. Ces tables sont basées sur les GMMs de [Atkinson, 2008; Atkinson et Boore, 2006; Gregor, 2002; Pezeshk *et coll.*, 2011; Silva *et coll.*, 2002]. Pour les conditions du sol, le BSSA permet de considérer directement l'amplification du signal en spécifiant la vitesse de propagation des ondes de cisaillement \bar{V}_{s30} . Pour la région de l'est, les facteurs de modification du signal $F(T)$ du CNBC 2015 ont été utilisés. Ces facteurs ont été proposés par [Halchuk *et coll.*, 2014] et sont basés sur [Boore et Atkinson, 2008]. Bien que ces facteurs ont été dérivés pour un

seul GMM, la construction du CS avec ces facteurs est plus cohérente avec les spectres de dimensionnement.

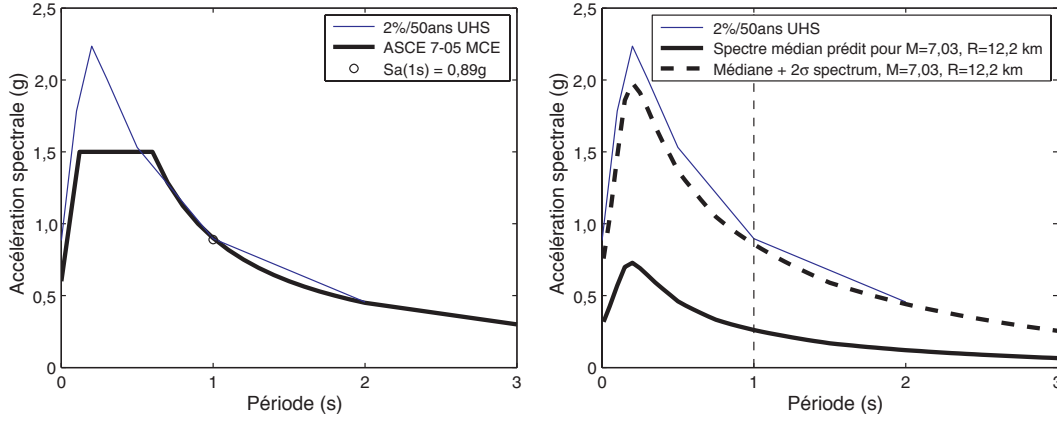


Figure 4.1 Prédiction du spectre médian à partir du scénario M/R (adapté de [Baker, 2011])

On calcule ensuite le paramètre $\epsilon(T^*)$ qui représente le nombre d'écarts-types entre la réponse cible $S(T^*)$ et la réponse moyenne prédite :

$$\epsilon(T^*) = \frac{\ln S_a(T^*) - \mu_{\ln S_a}(M, R, T^*)}{\sigma_{\ln S_a}(T^*)} \quad (4.1)$$

Ce paramètre permet de calculer le spectre conditionnel moyen ainsi que son écart-type sur la plage de période désirée. Cette paire est définie comme étant le spectre conditionnel et ses valeurs sont calculées avec les équations 4.2 et 4.3 qui sont tirées de [Baker, 2011].

$$\mu_{\ln S_a(T_i) | \ln S_a(T^*)} = \mu_{\ln S_a}(M, R, T_i) + \sigma_{\ln S_a}(T_i) \epsilon(T^*) \rho(T_i, T^*) \quad (4.2)$$

$$\sigma_{\ln S_a(T_i) | \ln S_a(T^*)} = \sigma_{\ln S_a}(T_i) \sqrt{1 - \rho^2(T_i, T^*)} \quad (4.3)$$

Dans les équations 4.2 et 4.3, le paramètre $\rho(T_i, T^*)$ est un coefficient qui relie le paramètre ϵ à la période T_i à ce même paramètre donné à la période de conditionnement $\epsilon(T^*)$. La figure 4.2 montre la corrélation entre les paramètres ϵ pour la période de conditionnement et à une période quelconque T_i .

En raison de la quantité limitée d'enregistrement sismique pour l'est de l'Amérique du Nord, le coefficient de corrélation $\rho(T_i, T^*)$ peut difficilement être calculé. Ainsi, le modèle de corrélation proposée par [Baker et Jayaram, 2008] pour l'ouest de l'Amérique du Nord sera utilisé pour calculer le spectre conditionnel des régions de l'est et de l'ouest du Canada. L'utilisation de ce modèle se justifie puisqu'il a été développé pour les tremblements de

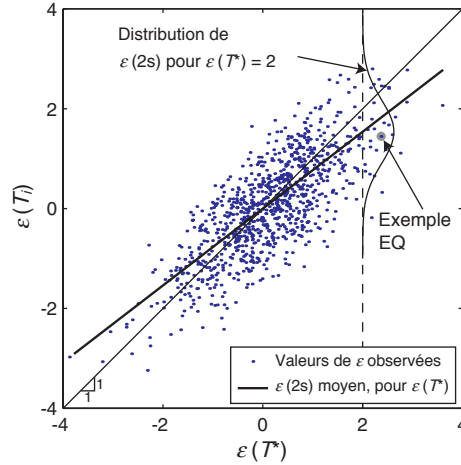


Figure 4.2 Corrélation entre les paramètres ϵ calculés à la période de conditionnement T^* et à une période T_i (adapté de [Baker, 2011]).

terre intraplaque peu profonds qui sont le type d'évènements que l'on retrouve dans l'est du Canada.

Pour chaque période de conditionnement choisie, une série de 40 accélérogrammes historiques ont été sélectionnés et mis à l'échelle. Ces derniers sont tirés de la PEER NGA-West2 database [PEER, 2014] pour les régions de l'est et de l'ouest du Canada. Ce choix a été fait en raison du nombre limité d'enregistrements de forte intensité pour la région de l'est. Les études de [Baker et Cornell, 2006] ont montré que ces accélérogrammes pouvaient bien estimer la réponse des structures si la forme de leur spectre de réponse était similaire à celle du spectre cible.

4.2 Sélection des accélérogrammes

Les accélérogrammes historiques sont sélectionnés de sorte que la moyenne de leur spectre se confonde au spectre conditionnel moyen (*Conditional spectrum*, CMS). Une série spectre aléatoire compatible avec le CS sont d'abord générés par une simulation de Monte-Carlo. Pour chacun de ces spectres simulés, un accélérogramme historique avec un spectre de réponse similaire est sélectionné en utilisant la méthode des moindres carrés pour minimiser l'écart entre les spectres simulés et les spectres des enregistrements sélectionnés. Baker et Lee ont présenté un algorithme optimisé pour la sélection des tremblements de terre qu'ils ont mis à la disposition des usagers sous forme d'application Matlab [Baker et Lee, 2017]. La figure 4.3 présente une série de spectres sélectionnés pour être compatibles avec le CS. Il est recommandé de vérifier la compatibilité entre les enregistrements sélectionnés et le CS sur une plage de période comprise entre $0,2T_1$ et $2T_1$ pour les bâtiments de moyenne

hauteur [Baker, 2011]. La mise à l'échelle des tremblements de terre est limitée à un facteur de 5 et la magnitude des tremblements terres sélectionnées est comprise entre 5 et 8. Ces restrictions permettent de choisir des accélérogrammes plus susceptibles de produire la réponse désirée à la période de conditionnement.

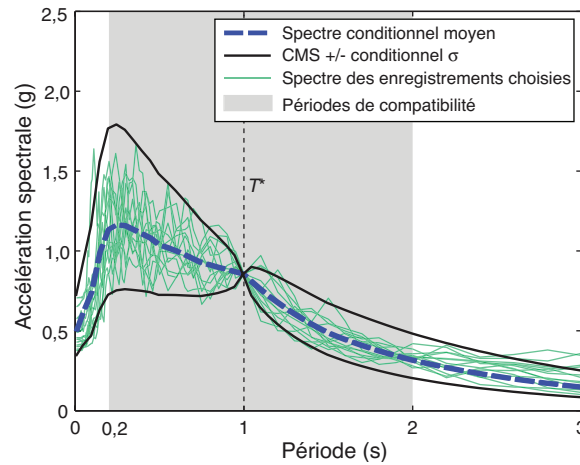


Figure 4.3 Accélérogrammes compatibles avec le spectre conditionnel moyen (adaptée de [Baker, 2011])

CHAPITRE 5

Modèle numérique

Ce chapitre présente une description des modèles numériques réalisés dans le cadre de cette recherche. Les modèles non linéaires ont été faits sur le logiciel de calcul par éléments finis OpenSees (OS) [McKenna *et coll.*, 2010]. Étant donné le nombre important de modèles à générer dans une étude paramétrique, il était nécessaire de choisir un logiciel capable de créer automatiquement les modèles à partir d'un fichier de paramètres contenant des informations sur la géométrie du bâtiment et le ferrailage des murs et des poutres de couplage. Le logiciel OpenSees est très adapté pour ce type de recherche puisque la modélisation s'effectue sous forme de ligne de commande.

5.1 Modélisation élastique de la structure

Les analyses dynamiques temporelles dans le domaine non linéaire requièrent un dimensionnement préliminaire de la structure. Ce dimensionnement nécessite d'abord la détermination des charges sismiques. Une façon répandue dans les bureaux d'études et recommandée par les codes de dimensionnement est d'effectuer une modélisation élastique dans le but de déterminer les charges par une combinaison des réponses spectrales des modes de vibration. Ces efforts sont ensuite utilisés afin d'effectuer un dimensionnement à la capacité. Or, il n'existe, à ce jour, aucun logiciel de calcul commercial par éléments finis permettant d'effectuer ce dimensionnement de façon automatisée. Une application VBA a été développée à cette fin. Cette application permet d'effectuer rapidement une modélisation linéaire de la structure, de calculer les charges sismiques et d'effectuer un dimensionnement à la capacité en choisissant le ferrailage requis dans les murs et poutres de couplage.

Les modèles élastiques sont réalisés en suivant les recommandations du CNBC 2015 et de la norme CSA A23.3-14. Un exemple typique d'un modèle élastique de murs couplés à 10 étages est illustré à la figure 5.1. Les murs et les poutres de couplage sont modélisés par des éléments poutres-poteaux de Timoshenko à trois degrés de liberté par nœud. Ces éléments permettent de considérer les déformations en cisaillement qui peuvent être importantes dans le cas des murs et des poutres de couplage. Des extensions rigides sont utilisées pour relier le centre géométrique des murs aux poutres de couplage. Enfin, un diaphragme rigide lie le centre géométrique des deux murs où la masse y est concentrée.

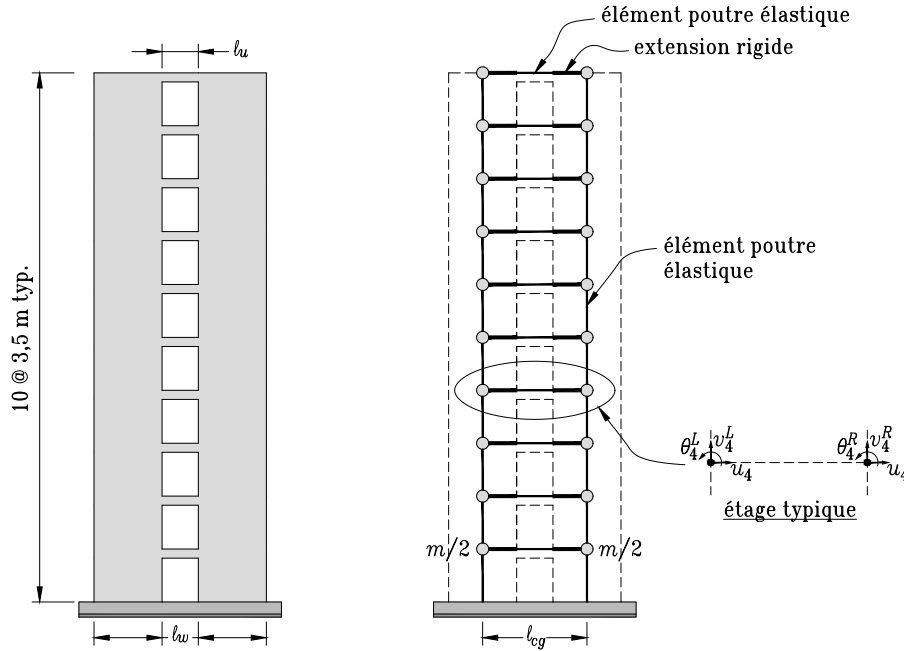


Figure 5.1 Modélisation élastique d'un mur couplé avec des éléments poutres à trois degrés de liberté par nœud.

5.2 Modélisation de la structure sur OpenSees

L'objectif premier de la modélisation est de produire un modèle par éléments finis capable de simuler adéquatement le comportement d'un bâtiment sous l'action d'un séisme. On présente dans cette section deux approches de modélisation des murs, la modélisation des poutres de couplage à l'aide de rotule hystérétique, la modélisation de la masse et de l'amortissement.

5.2.1 Modélisation des murs

Modèle SFI (*Shear-Flexure Interaction*)

Le comportement des murs est généralement classé en deux catégories selon l'élancement ou selon le ratio de la portée en cisaillement à la profondeur de la section. La première catégorie est composée des murs peu élancés ($h_w/l_w \approx 1,0 - 1,5$). Le comportement de ces murs est davantage contrôlé par le cisaillement que la flexion. Dans la deuxième catégorie, on retrouve les murs élancés ($h_w/l_w > 3,0$). Le comportement de ces murs s'apparente davantage à celui d'une poutre en flexion encastrée à la base. Entre ces catégories, on retrouve les murs modérément élancés pour lesquels des déformations non linéaires en cisaillement sont attendues en plus de la plastification de l'armature de flexion ce qui peut conduire à une dégradation importante de la rigidité latérale et de la résistance des murs [Koložvari *et coll.*, 2015]. Les résultats expérimentaux ont montré que pour ces

murs, la plastification de l'armature de flexion et de cisaillement survenait pratiquement au même moment ce qui suggère une interaction entre le comportement en flexion et en cisaillement [Massone et Wallace, 2004]. Cette interaction peut être importante dans les murs structuraux des bâtiments de cinq étages et moins.

La figure 5.2 présente la formulation du modèle d'interaction proposé par [Koložvari *et coll.*, 2015] et intégré dans le logiciel de calcul par éléments finis OpenSees [Koložvari *et coll.*, 2018]. Le modèle d'interaction cisaillement-flexion est basé sur la formulation proposée par [Orakcal *et coll.*, 2004] (figure 5.2a).

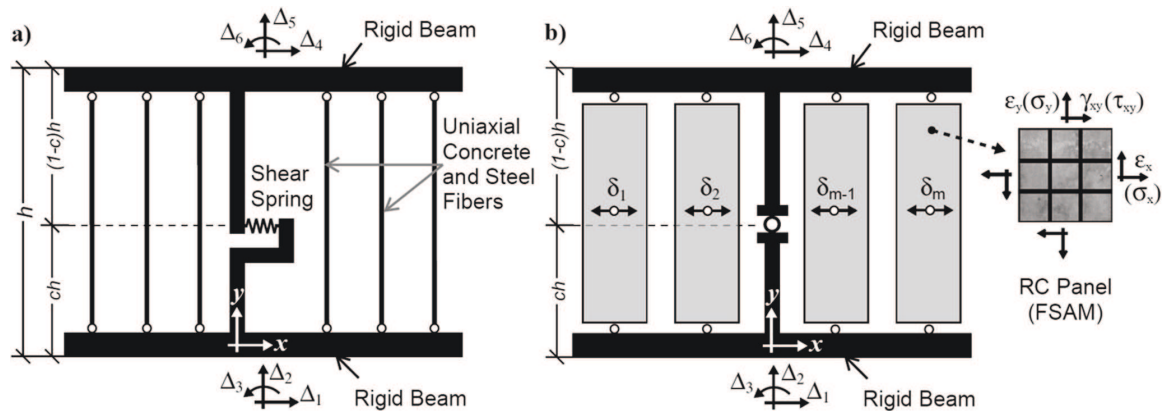


Figure 5.2 Modèle SFI intégré au logiciel OpenSees (tirée de [Koložvari *et coll.*, 2018])

Dans ce nouveau modèle, les fibres verticales du modèle d'origine sont remplacées par des panneaux de béton armé. Leur formulation est basée sur le modèle de bielle à angle constant (*fixed-strut-angle-model*, FSAM). Ce modèle permet également de considérer l'effet de goujon et l'engrenure des granulats. Ces éléments possèdent 3 degrés de liberté par nœud et un degré de liberté horizontal pour chaque macro fibre tel que montré à la figure 5.2b. Les analyses réalisées dans le cadre de cette recherche ont montré qu'on limitait les problèmes de convergence en utilisant au moins deux éléments par étage ce qui conduit à augmenter le temps de calcul d'un facteur deux.

Les murs structuraux qui utilisent le modèle SFI ont tendance à présenter des problèmes de convergence au niveau des forces lors des analyses temporelles sur OpenSees. Ainsi, un critère de convergence sur les déplacements doit être utilisé et la tolérance ne doit pas être trop restrictive. Ce modèle s'est toutefois avéré trop difficile à utiliser en raison des problèmes de convergence et n'était pas adapté pour une étude paramétrique où près de 14 000 analyses non linéaires devaient être effectuées.

Modèle fibre

Une seconde approche, illustrée à la figure 5.3, pour modéliser les murs structuraux et les murs couplés est d'utiliser des éléments multifibres poutres-colonnes situés au centre de gravité des murs. Les murs peuvent être modélisés avec un seul élément par étage ce qui réduit le nombre de degrés de liberté du modèle. Ce type d'élément requiert un effort de calcul moins élevé ce qui réduit considérablement le temps de calcul par rapport au modèle SFI. Des comportements uniaxiaux entre la contrainte et la déformation sont assignés aux différentes fibres de béton et d'acier. Pour la modélisation du béton, la loi de comportement Concrete06 est utilisée. Cette loi est basée sur la définition proposée par [Popovics, 1973]. Pour l'acier, la loi Steel02 a été choisie. Cette loi permet notamment de considérer le raidissement des barres (*strain hardening*) et l'effet Bauschinger dans l'acier d'armature.

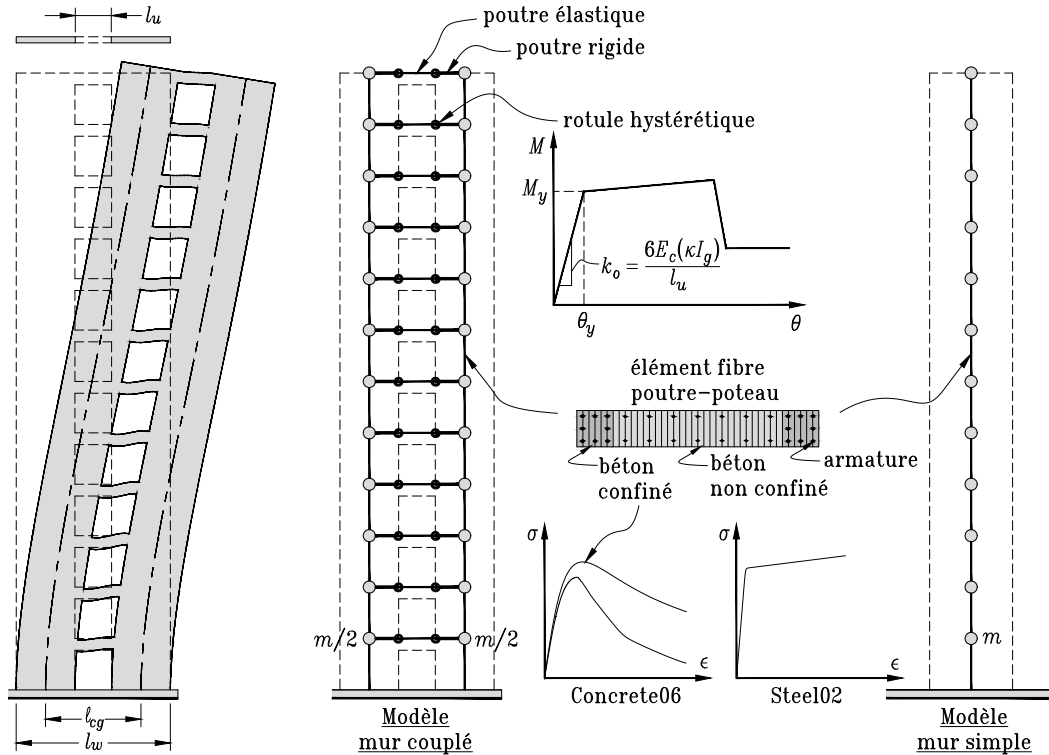


Figure 5.3 Modèle non linéaire réalisé sur le logiciel de calcul par éléments finis OpenSees

Les éléments fibres ne permettent pas de considérer l'interaction entre le cisaillement, la flexion et la charge axiale puisque leur formulation est basée sur la théorie des poutres d'Euler-Bernoulli. Le comportement en cisaillement doit donc être considéré indépendamment. Une raideur en cisaillement trop élevée va conduire à une surestimation des efforts

de cisaillement à la base alors qu'une rigidité en cisaillement trop faible conduit à une surestimation des déplacements. Dans le cadre de ce projet, les déformations en cisaillement ont été considérées en utilisant une rigidité effective en cisaillement κGA_g où A_g correspond à l'aire brute de la section. De cette façon, on décrit la relation entre la force et les déplacements en cisaillement par un comportement linéaire. Pour les sections rectangulaires des structures élastiques, le facteur de rigidité effective en cisaillement κ est de 5/6. [Rajaeerad, 2009] a cependant proposé des valeurs situées entre 0,10 et 0,20 afin de bien estimer la demande en cisaillement à la base des murs de structuraux élancés.

5.2.2 Modélisation des poutres de couplage

Dans l'approche sélectionnée de la modélisation des poutres de couplage, les déformations non linéaires sont concentrées aux extrémités des poutres dans des rotules hystérétiques. La rigidité initiale de ces rotules est calculée en prenant la rigidité d'une poutre bi-encastée soumise à une rotation θ à ces deux extrémités (voir figure 5.4).

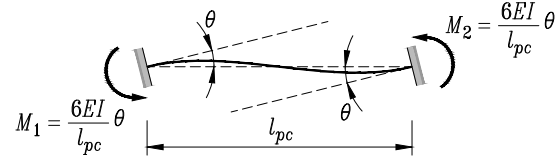


Figure 5.4 Rigidité en rotation des poutres de couplage.

[Son Vu *et coll.*, 2014] ont proposé des expressions permettant d'estimer la rigidité effective des poutres en tenant compte de la fissuration du béton. Les expressions empiriques proposées sont basées sur des essais expérimentaux sur des poutres de couplage armée de façon conventionnelle (*conventional coupling beam*, CCB) et avec de l'armature diagonale (*Diagonal coupling beam*, DCB) :

$$\kappa_{CCB} = \frac{I_e}{I_g} = 0,67 \left(1,8 \frac{l_{pc}}{d} + 0,4 \frac{l_{pc}^2}{d^2} \right) (0,9 + 0,7\rho_v + 1,1\rho_s) \left(0,5 + \frac{11}{f'_c} \right) \quad (5.1)$$

$$\kappa_{DCB} = \frac{I_e}{I_g} = 0,65 \left(1,6 + 0,9 \frac{l_{pc}}{d} \right) (0,4 + 1,7\rho_{sd}) \left(0,7 + \frac{14}{f'_c} \right) \quad (5.2)$$

Dans ces expressions, ρ_s , ρ_v et ρ_{sd} représente les taux d'armature longitudinal, transversal et diagonal respectivement. Les équations 5.1 et 5.2 ont été développées pour des poutres peu élancées et elles conduisent à des valeurs d'inertie effective plus importante pour des poutres élancées ($l_{pc}/h_{pc} > 6$). Il a été choisi de limiter l'inertie effective initiale des poutres à la section d'une poutre fissurée en service.

Les rotules hystérétiques ont été modélisées à l'aide de la commande Billin de OpenSees. Cette commande requiert une courbe-enveloppe entre le moment et la rotation telle que montrée à la figure 5.5. Les paramètres de la courbe enveloppe des rotules sont tirés de l'ASCE 41-13 [ASCE, 2014]. Ce rapport fournit des paramètres de modélisations non linéaires pour effectuer l'évaluation de la performance sismique des bâtiments existants. La résistance à la flexion des poutres avec de l'armature diagonale est déterminée selon l'équation 2.19.

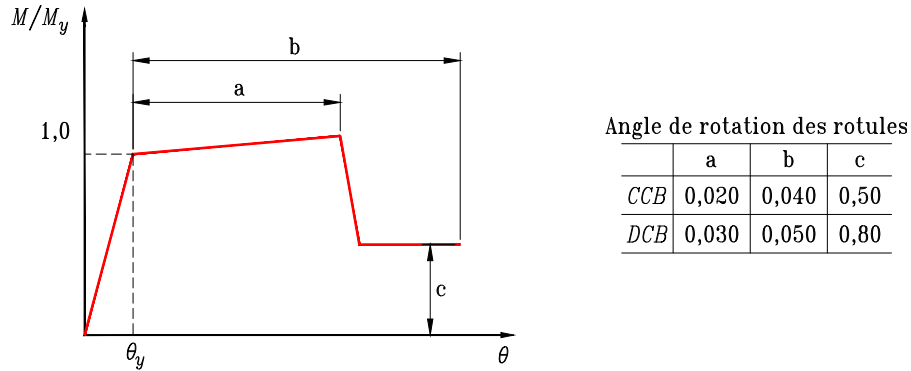


Figure 5.5 Courbe-enveloppe de la relation moment-rotation des rotules hystérétiques des poutres de couplage.

Tel que montré à la figure 5.3, les poutres de couplage sont reliées au centre géométrique des murs par des poutres rigides. La rigidité de ces poutres a été choisie de sorte que leur rapport EI_{pc}/l_{pc} soit supérieur à 100 fois celui des poutres de couplage. Cette façon de faire permet à la fois de limiter les déformations dans ces poutres tout en limitant les erreurs numériques lors des analyses qui peuvent survenir lorsque certains éléments sont trop rigides par rapport au reste de la structure. Enfin, une poutre élastique permet de lier les deux rotules hystérétiques. L'inertie effective de cette poutre est choisie de sorte que la période fondamentale du modèle sans rotule soit la similaire au modèle avec rotules. Ceci correspond généralement à une inertie effective comprise entre 0,4 et 0,6 de l'inertie brute de la section.

5.3 Modélisation de la masse

La masse de la structure est concentrée au plancher de chaque étage. Dans les modèles avec plus d'un élément de mur par étage, aucune masse n'est assignée entre les niveaux.

5.4 Modélisation de l'amortissement

La dissipation de l'énergie dans une structure durant un tremblement de terre se fait selon plusieurs mécanismes. Les déformations plastiques constituent le mécanisme d'amortissement le plus important durant un tremblement de terre et ce mécanisme est connu sous le nom d'amortissement hystérétique. L'amortissement interne des matériaux constitue la deuxième source la plus importante d'amortissement de la réponse d'une structure à un séisme. Ce mécanisme de dissipation d'énergie est complexe et difficile à quantifier.

L'amortissement de Rayleigh a été utilisé pour décrire le second mécanisme discuté précédemment. Dans ce modèle, la matrice d'amortissement est définie comme étant proportionnelle à la matrice de masse et la matrice de rigidité.

$$\mathbf{C} = a_0 \mathbf{M} + a_1 \mathbf{K} \quad (5.3)$$

où \mathbf{M} et \mathbf{K} correspondent aux matrices de masse et de rigidité respectivement. Les paramètres a_0 et a_1 sont choisis afin d'assigner des taux d'amortissement aux différents modes de vibration qui contribue à la réponse de la structure (voir figure 5.6).

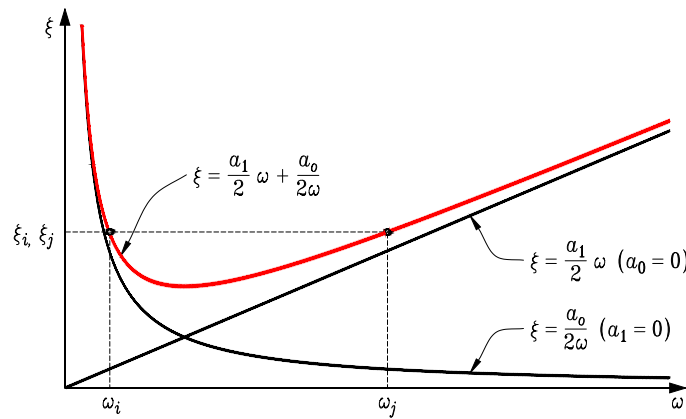


Figure 5.6 Amortissement de Rayleigh

La contribution de l'amortissement proportionnel à la matrice de masse représente physiquement un amortissement visqueux qui connecte les degrés de liberté de la structure à des supports externes. Bien que ce mécanisme ne peut exister, on l'inclut généralement dans les analyses puisqu'il permet un meilleur contrôle sur l'amortissement modal [Hall, 2006].

La contribution de la partie proportionnelle à la matrice de rigidité correspond physiquement à un amortissement visqueux linéaire entre les degrés de liberté de la structure. Ce type d'amortissement peut causer des problèmes lors des analyses linéaires si la matrice de

rigidité initiale est utilisée pour construire la matrice d'amortissement. La plastification de l'acier d'armature et la fissuration du béton va conduire à une réduction de la rigidité de la structure ce qui mène à une diminution des fréquences propres de vibration. Pour des fréquences propres inférieures à ω_i sur la figure 5.6, le taux d'amortissement modal augmente rapidement. Cette augmentation de l'amortissement va conduire à des valeurs improbables de la force d'amortissement qui seront très grandes comparativement aux forces internes dans l'équation du mouvement et les efforts dans la structure seront sous-estimés. Afin de limiter ce problème, la matrice de rigidité tangente a été utilisée pour définir la matrice d'amortissement à chaque itération durant les analyses temporelles.

Des taux d'amortissement compris entre 1 % et 2 % ont été mesurés sur des murs structuraux en béton armé intact [Boroschek et Yáñez, 2000]. L'ATC-72 recommande l'utilisation d'un amortissement de Rayleigh pour les analyses dynamiques non linéaires avec des taux d'amortissement compris entre 2 et 5 % [ATC-72-1, 2010]. Or, Boivin et Paultre ont montré que les effets des modes supérieurs peuvent être dissimulés lorsque l'on considère un taux d'amortissement de 5 % [Boivin et Paultre, 2010]. Ainsi, un amortissement de Rayleigh proportionnel à la matrice de masse et à la matrice de rigidité tangente a été utilisé lors des analyses numériques. Un taux d'amortissement de 2 % a été fixé au premier et au dernier mode latéral.

CHAPITRE 6

New Provisions for Capacity Design

AVANT-PROPOS

Auteurs et affiliation :

G. RIVARD : Étudiant à la maîtrise, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.

S. AMBROISE : Professionnel de recherche, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.

P. PAULTRE : Professeur, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.

Date de soumission : Avril 2020

État de l'acceptation : Article soumis

Revue : Earthquake Spectra

Titre français : Amplification sismique du cisaillement due aux effets des modes supérieurs dans les murs couplés.

Titre anglais : Seismic shear amplification due to higher mode effects in RC coupled walls.

Contribution au document : Cet article contribue au mémoire de maîtrise en présentant les résultats de l'étude paramétrique et les conclusions qui en ressortent. On y présente une nouvelle méthode de dimensionnement à la capacité pour la norme CSA A23.3 permettant de considérer les effets non linéaires des modes supérieurs dans les murs couplés ductiles.

Résumé

Les analyses numériques non linéaires récentes des bâtiments avec des murs structuraux et des murs couplés en béton armé ont montré des efforts de cisaillement supérieurs à la capacité lorsque ces derniers sont soumis à des tremblements de terre dont le niveau ne dépasse pas celui du dimensionnement d'après les codes et normes en vigueur. Cette amplification des efforts de cisaillement est attribuable aux effets linéaires et non linéaires des modes supérieurs et n'est actuellement pas prise en compte actuellement dans le dimensionnement des murs couplés ductiles au Canada. Une étude paramétrique a été réalisée sur les murs couplés et a permis d'établir les conclusions suivantes : (i) l'amplification sismique diminue avec une augmentation du degré de couplage (DOC) et de la surcapacité flexionnelle à la base (γ_w), (ii) les effets des modes supérieurs sont plus importants pour les bâtiments dont la période fondamentale (T_1) est supérieure à 1.0 s et (iii) le facteur de correction à appliquer dépend de la méthode de calcul de l'effort tranchant.

Mots clés : Demande en cisaillement, murs couplés ductiles, amplification sismique, effets des modes supérieurs, étude paramétrique, nouvelle méthode de dimensionnement à la capacité, norme CSA A23.3.

Abstract

Recent numerical studies on reinforced concrete shear walls and coupled walls have shown shear forces greater than expected when the walls are subjected to earthquakes at an intensity level that does not exceed the design values. This amplification of shear forces is attributable to linear and nonlinear effects of higher modes and is not currently considered in the design of ductile coupled walls in Canada. A parametric study was carried out on this structural system, and the following conclusions are highlighted : (i) seismic amplification decreases with increasing degree of coupling and flexural overstrength at the base, (ii) the higher mode effects are more critical when the fundamental period T_1 is greater than 1.0 s, and (iii) the shear amplification accounting for higher mode effects depends on the shear design method of coupled walls.

Keywords : Shear demand, ductile coupled walls, seismic amplification, higher mode effects, parametric study, new capacity design method, CSA A23.3 standard.

Capacity design of reinforced concrete (RC) shear walls (SWs) was first introduced in the Canadian Standards Association (CSA) *Design of Concrete Structures Standard* in 1984 [CSA, 1984] following the lead of New Zealand. This design method is based on defining a hierarchy of failure in which plastic deformation is favored in well-defined ductile zones while avoiding any type of fragile failure. This method produces economical and safe designs by reducing the design forces in seismic force-resisting systems (SFRSs), recognizing their ability to dissipate energy through nonlinear behavior. In shear walls, nonlinear deformations are forced to concentrate at their base, where a single plastic hinge is expected to form during strong earthquake excitation. In coupled wall (CW) systems, which are an assembly of at least two walls connected by coupling beams (CBs), capacity design imposes that formation of a plastic hinge at the base of the walls is preceded by the formation of plastic hinges at the ends of the coupling beams on each floor. Well-designed coupled walls are generally thought to have a better ability to dissipate seismic energy and possess more redundancy than isolated walls. This is recognized in the *National Building Code of Canada* (NBCC) [NRCC, 2015] since a higher ductility-related seismic force reduction factor is recommended for coupled walls.

Capacity design requirements, according to the CSA A23.3-14 *Design of Concrete Structures Standard* [CSA, 2014], strive to ensure ductile behavior of structural walls by preventing brutal shear failure from occurring before the formation of a flexural hinge at their base. This is achieved by designing the walls for shear force envelopes that allow the development of a flexural plastic hinge at the base. In the CSA A23.3-14 standard, this approach is mainly based on the first mode response. However, the seismic response of SWs is more likely to be controlled by modes higher than the fundamental one, whose contribution tends to saturate and even decrease with the formation of a plastic hinge at the base. Hence, the current design approach for ductile shear walls can lead to underestimation of the shear forces that may occur during an earthquake. These higher shear force demands due to higher mode effects are known as seismic shear amplification and have been the subject of several studies that focused on isolated walls [Blakeley *et coll.*, 1975; Filiatrault *et coll.*, 1994; Panneton *et coll.*, 2006; Priestley, 2003; Priestley et Amaris, 2002; Sullivan *et coll.*, 2008; Tremblay *et coll.*, 2001]. Recent studies [Ambroise *et coll.*, 2013; Boivin et Paultre, 2012a; Dezhdar, 2012] have led to new requirements in the 2014 edition of the CSA A23.3 standard to account for shear amplification due to nonlinear higher mode effects. However, these changes do not concern CW systems, which have not yet been studied and are common in multistory buildings. Recent numerical analyses [Boivin et Paultre, 2010] showed that the CSA A23.3 standard requirements could lead, in some

cases, to underestimation of the shear force demand in ductile coupled walls, but in a less significant way than for isolated shear walls.

The main objective of the current research is to investigate, through a numerical parametric study, the influence of the degree of coupling, among other parameters, on the shear force demand in coupled wall systems and to propose an approach to estimate the shear force demand in reinforced concrete coupled walls.

6.1 Review of the Higher Mode Effects of RC Shear Walls

The dynamic behavior of structures is described by the superposition of the responses of the different modes of vibration and their associated periods. These modes depend essentially on the mass and stiffness distribution over the entire height of the building. As the fundamental period elongates with the number of stories, the first mode response in shear decreases with falling off of the response spectra with increasing period. The equivalent static procedure proposed in NBCC-15 [NRCC, 2015] and capacity design provisions in CSA A23.3-14 [CSA, 2014] are essentially based on the first mode response. These requirements may be adequate for low-rise constructions but could lead to underestimation of the shear force demand for high-rise RC structures with fundamental period T_1 greater than 1.0 s. For these high-rise buildings, the first mode response does not generate high levels of elastic forces. However, the higher modes, which exhibit periods less than the fundamental one, e.g., $T_2/T_1 \approx 1/6$, introduce a higher shear demand in the SFRS. This is mainly due to the larger spectral response observed at lower periods. These higher demands are associated with the elastic effects of higher modes and do not depend on the ductility demand. They are currently accounted for by the $M_v(T_1)$ correction factor in the static equivalent procedure of NBCC-15.

The contribution of higher modes to the seismic response is even more predominant when the structure exhibits important nonlinear deformations, hence a higher ductility demand. The stiffness of structural walls decreases with yielding of flexural reinforcements and concrete cracking caused by large displacements during a strong earthquake. These degradations lead to elongation of the fundamental period, while the higher modes are barely affected [Rutenberg, 2013]. Figure 6.1 presents the scaled responses of the first four modes of a 10-story wall with uniform stiffness and mass distribution. The mode shape, elastic forces and shear demand are presented for three conditions : (i) a fixed base, (ii) a perfect hinge at the base and (iii) a perfect hinge at mid-height. It can be seen that the hinge at

the base does not significantly change the shape and distribution of the internal forces of the higher modes. On the other hand, the first hinged mode is a rigid body that does not contribute to resisting additional shear demand. This implies that the first mode contribution to the shear response will be limited to the capacity of the plastic hinge at the base. Additionally, the formation of a plastic hinge above the base can lead to an increase in the shear demand, as can be observed from the second mode response in Figure 6.1. The requirements for the design of structural walls in the CSA A23.3 standard [CSA, 2014] are supposed to prevent formation of these undesirable hinges.

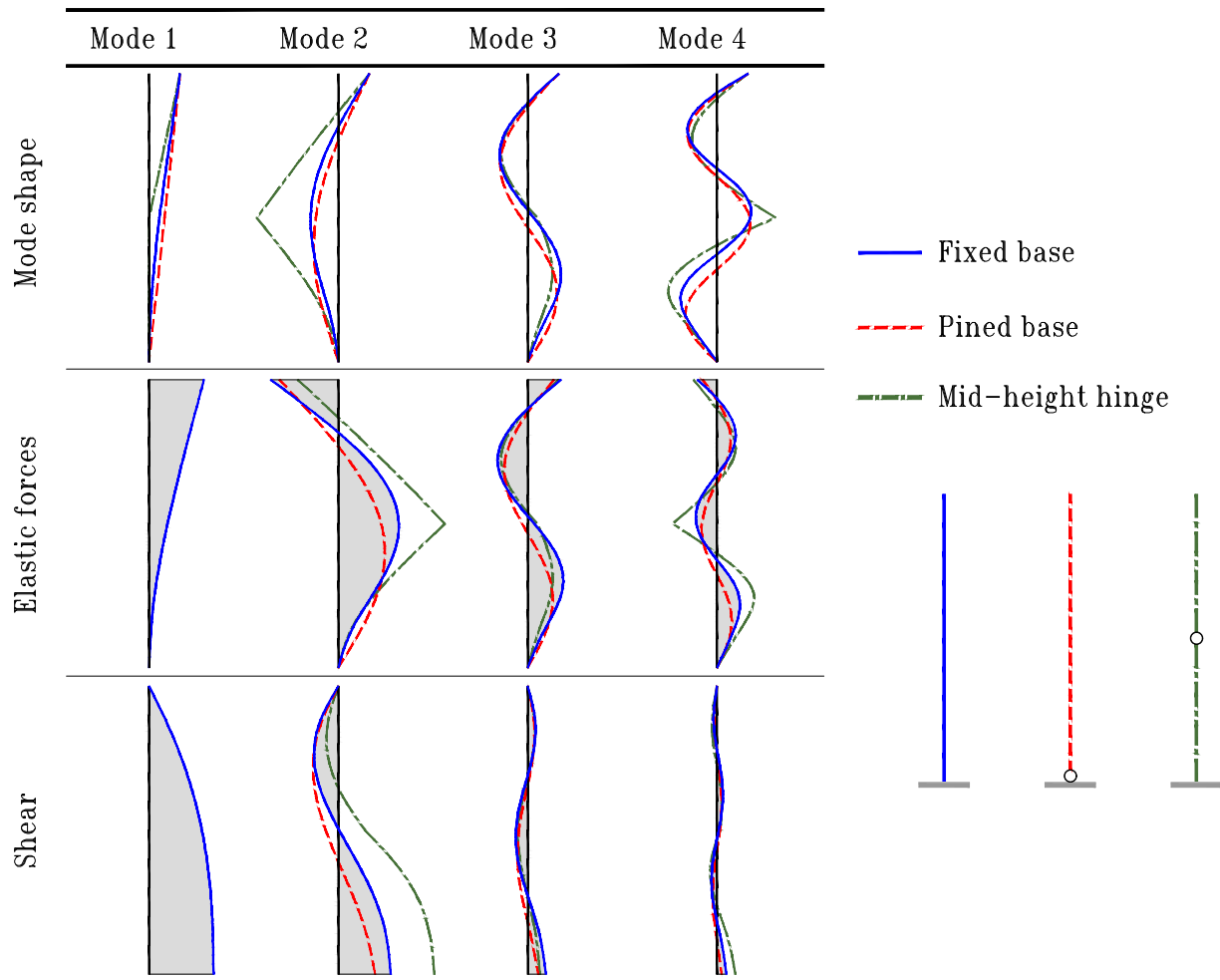


Figure 6.1 Effect of a base hinge and a mid-height hinge on the contribution of higher modes to the shear response (modified from Wiebe and Christopoulos [Wiebe et Christopoulos, 2009]).

In a nonlinear time-history analysis (NLTHA), the response of higher modes remains close to the elastic response. This suggests that a unique seismic force reduction factor for all vibration modes may not be adequate for estimating the seismic shear demand [Pennucci *et coll.*, 2015]. In the case of coupled wall systems, coupling beams increase

the structure lateral stiffness. When they reach their yielding capacity, all lateral mode periods are lengthened, which leads to a significant reduction in the shear demand due to the reduction in the acceleration spectral response values with increasing period. Thus, the underestimation of the shear demand may be less important in the case of walls linked with deep and strongly reinforced coupling beams.

Lybas [1981] was the first to experimentally observe the effects of higher modes on the shear response of CWs. His research showed that the second lateral mode response had a major impact on the shear demand at the base and that the contribution of higher modes to the total response increased as the strength and stiffness of coupling beams decreased. He also noted that the shear demand exceeded the values consistent with the flexural failure mechanism due to the contribution of the second mode.

6.2 Capacity Design of Walls According to CSA A23.3-14 and NBCC-15

Capacity design is used to prevent undesirable failure mechanisms and allow energy dissipation through nonlinear behavior. Among the failure mechanisms, shear failure prior to the development of a plastic hinge at the base should be avoided because such failures occur suddenly and limit the ability of the structure to dissipate energy during subsequent loading cycles. To prevent these failure modes, the shear strength must be greater than the required demand to allow development of the wall flexural capacity at the base. To ensure proper behavior of the structure, the CSA A23.3-14 standard defines three classes of resistance : (i) the factored resistance, R_f , is calculated by applying partial safety factors to the concrete ($\phi_c = 0.65$) and steel ($\phi_s = 0.85$) resistances ; (ii) the nominal resistance, R_n , is determined by considering that the materials have exactly the specified resistance ($\phi_c = \phi_s = 1.00$) ; and (iii) the probable resistance, R_p , takes into account strain hardening of the reinforcement and the fact that the actual yield strength is greater than the specified value. It is calculated by applying an overstrength factor of $\phi_{so} = 1.25$ to the steel reinforcement yield strength and using the specified concrete resistance f'_c .

Since the 2005 edition of the NBCC, the linear dynamic method has been recommended for the calculation of seismic forces. A combination of spectral responses is generally obtained based on the uniform hazard design spectrum (UHS), which represents the 5 % damping response of a single degree of freedom oscillator to a suite of acceleration excitations having the same 2 % probability of exceedance in 50 years. The NBCC allows a reduction

of seismic forces to account for the ductility and overstrength of the structures :

$$V_f = \frac{V_e}{R_d R_o}, \quad M_f = \frac{M_e}{R_d R_o} \quad (6.1)$$

where V_f and M_f are the factored shear force and bending moment, V_e and M_e are the elastic shear and elastic bending moment demands obtained from a combination of lateral spectral responses (generally the first 3 modes for multistory buildings), R_d is the seismic force reduction factor related to the ductility and R_o is the overstrength-related reduction factor. Typical values of R_d and R_o for the studied structures according to NBCC 2015 are given in Table 6.1.

Tableau 6.1 Seismic force reduction factors R_d and R_o [NRCC, 2015]

SFRS	R_d	R_o
Ductile coupled walls (CWs)	4.0	1.7
Ductile partially coupled walls (PCWs)	3.5	1.7
Ductile shear walls (SWs)	3.5	1.6

To prevent shear failure, capacity design requires the single wall factored shear demand V_f to be increased to account for (i) the probable flexural capacity reserve at the base compared to the design flexural demand and (ii) the nonlinear effects of higher modes according to the following equation :

$$V_{pb} = \bar{\omega}_v \gamma_p V_f \quad (6.2)$$

where γ_p is the probable flexural overstrength factor, equal to the ratio of the probable flexural resistance to the factored flexural demand M_p/M_f , and $\bar{\omega}_v$ is a factor accounting for the nonlinear effects of higher modes. However, the probable shear demand at the base need not exceed the value from Equation (6.1) with $R_d R_o = 1.3$. Prior to the 2014 edition of the CSA A23.3 standard, no nonlinear shear amplification factor was specified, i.e., $\bar{\omega}_v$ could be taken as equal to 1.0. Although the standard now proposes an expression for $\bar{\omega}_v$ for structural walls, there is no correction currently available for coupled walls.

[Blakeley *et coll.*, 1975] were the first to study the higher mode effects on the shear and flexural demand of structural walls during earthquakes. Their work led to the adoption in the New Zealand Standard [NZS, 2006] of a correction factor, ω_v , to consider both the

elastic and inelastic effects of higher modes :

$$\omega_v = \begin{cases} 0.9 & \text{for } N \leq 6 \\ 1.3 + N/30 \leq 1.8 & \text{for } N > 6 \end{cases} \quad (6.3)$$

where N is the number of stories. As can be seen, ω_v is limited to 1.8 which corresponds to a 15-story building. This factor is now adopted in the 2019 ACI Code [2019]. It was recommended in the explanatory notes of the CSA A23.3 standard published in the 1994 edition of the Concrete Association of Canada (CAC) Concrete Design Handbook [CAC, 1996]. The amplification coefficient from Equation (6.3) is based only on the number of stories, which is roughly an indicator of the fundamental period. Moreover, it does not take into account the flexural overstrength at the base, which has a significant influence on the shear amplification according to recent studies by [Boivin et Paultre, 2012a].

Since the work of [Blakeley *et coll.*, 1975], much research has been conducted on this subject, and an extensive list of publications is currently available. However, it does not seem that a consensus is yet available since several methods have been proposed by many authors and in various standards. Additionally, these correction factors were generally derived for isolated walls. Their application to coupled walls has not yet been investigated, although some design codes recommend the same amplification for walls and coupled walls. Reviews of different shear amplification methods for cantilevered shear walls and coupled walls have been presented in [Boivin et Paultre, 2012b], [Rutenberg, 2013] and [Fatemi *et coll.*, 2020].

6.2.1 CSA A23.3-14 standard

Recent nonlinear numerical studies on single walls have shown that a correction factor, varying linearly from 1 to 2 as a function of the flexural overstrength and the fundamental period of vibration, is needed to accurately estimate the seismic shear demand [Boivin et Paultre, 2012b; Dezhdar, 2012]. However, the amplification factor in the CSA A23.3-14 standard has been limited to 1.5 for the following reasons [CAC, 2016] : (i) the maximum shear force occurs only during a loading cycle and for a very short period of time for relatively short duration earthquake excitation, while the shear is considerably lower during other loading cycles [Yathon, 2011] ; (ii) properly reinforced walls have high shear ductility ; and (iii) the maximum shear force does not occur at the same time as the maximum rotation at the base of the wall. Thus, based on the results of [Boivin et Paultre, 2012b] and [Dezhdar, 2012], the new shear seismic amplification factor in the 2014 edition of the

Canadian design standard is written as :

$$\bar{\omega}_v = \begin{cases} 1.0 & \text{if } T_1 \leq T_L \\ 1.0 + 0.25 \left(\frac{R_d R_o}{\gamma_w} - 1 \right) \leq 1.5 & \text{if } T_1 \geq T_U \end{cases} \quad (6.4)$$

in which :

$$T_L = \begin{cases} 0.5 & \text{for } S(0.2)/S(2.0) < 10.0 \\ 0.2 & \text{for } S(0.2)/S(2.0) \geq 10.0 \end{cases} \quad (6.5)$$

and :

$$T_U = \begin{cases} 1.0 & \text{for } S(0.2)/S(2.0) < 10.0 \\ 0.5 & \text{for } S(0.2)/S(2.0) \geq 10.0 \end{cases} \quad (6.6)$$

where T_L is the lower natural period for which there is no amplification and T_U is the upper natural period above which there is constant shear amplification. It is assume that the shear amplification varies linearly between these two periods. The limiting spectral ratios $S(0.2)/S(2.0) < 10.0$ and $S(0.2)/S(2.0) \geq 10.0$ account for specificities of ground motion characteristics in western and eastern Canada. Eastern Canada ground motions are characterized by a high-frequency content and present a steeper spectral shape in the low and high period ranges, for which higher shear amplification due to higher mode effects is observed for shorter fundamental periods. γ_w is the wall overstrength factor, which is equal to the ratio of the load corresponding to the nominal moment resistance of the wall system to the factored load on the wall system. This factor is equal to M_n/M_f in the case of dynamic analysis of the structure and, as such, was used in this research program. This research program was conducted before publication of the 2019 edition of the CSA A23.3 standard [CSA, 2019]. Apart from the definition, which is now the wall overstrength factor for shear, and the symbol used, γ_{ws} instead of γ_w , the two factors are essentially the same.

6.3 Methodology

The main objective of this research is to study the seismic shear amplification in coupled shear walls when using a capacity design approach. A parametric study was therefore carried out to identify and quantify the influence of selected parameters on the shear demand. The following methodology was adopted :

1. select studied parameters based on previous study results ;
2. select ground motions ;
3. design the walls and coupling beams for each case study ;

4. compare the shear demands obtained from the design values and NLTHA.

6.3.1 Studied parameters

The selection of the parameters was based on isolated wall results from previous works [Boivin et Paultre, 2012a; Dezhdar, 2012] and on coupled wall analyses where it was noted that the coupling beams may influence the shear response [Pennucci *et coll.*, 2015]. The studied parameters in this study are listed below :

1. fundamental period of vibration, T_1 ;
2. degree of coupling (DOC) (defined later) ;
3. flexural overstrength at the base, γ_w ;
4. shear design method ; and
5. location of the structures.

The fundamental period corresponds to the first elastic period of numerical models according to the requirements of NBCC-15 and CSA A23.3-14. In these models, the section properties are reduced in order to take concrete cracking into account. The geometries of these models were chosen such that the fundamental period was between 1.0 and 2.0 times the empirical period, T_a , recommended by NBCC-15 for structural wall systems :

$$T_a = 0.05h_n^{3/4} \quad (6.7)$$

where h_n is the height of the structure. The degree of coupling (DOC) is defined as the ratio of the base overturning moment transmitted by axial forces in wall piers and resulting from the shear transmitted by the coupling beams to the total seismic base overturning moment. It is expressed as :

$$\text{DOC} = \frac{P\ell_{cg}}{M_1 + M_2 + P\ell_{cg}} \quad (6.8)$$

where $P\ell_{cg}$ is the the axial couple, P is the axial tensile or compression force resulting from the shear transferred by the coupling beams at the wall pier base, all due to lateral seismic forces, ℓ_{cg} is the distance between the wall centers of gravity, and M_1 and M_2 are the bending moments at the base of each wall pier. The DOC was adjusted by modifying the slenderness of the walls and the coupling beams and was assessed under simplified equivalent seismic static (triangular) lateral forces. The parameters of Equation (6.8) are illustrated in Figure 6.2. The wall piers are called compression or traction walls depending on whether the shear transmitted by the coupling beams increases or reduces the compression force due to the gravity loads acting on each wall. Coupled walls with a DOC less than

66 % are defined as partially coupled walls (PCWs), while the term coupled walls (CWs) is used to describe those with a DOC greater than 66 % in NBCC-15 and the CSA A23.3-14 design standard.

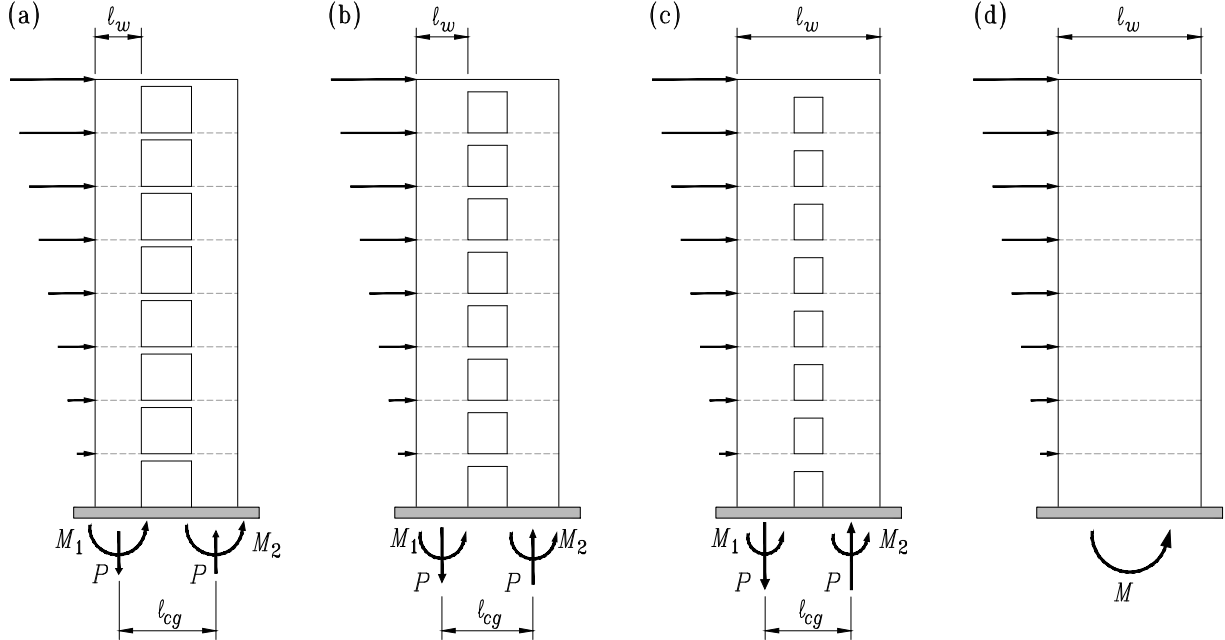


Figure 6.2 Geometry of systems : (a) weakly coupled, (b) moderately coupled, (c) strongly coupled and (d) single walls.

Two regions of Canada were selected to study the effect of the frequency content on the seismic shear demand. For western Canada, the city of Vancouver was chosen because it is the Canadian city with the highest seismic risk. For eastern Canada, the city of Baie-Saint-Paul was chosen due to its significant seismic hazard, allowing greater control of γ_w , the high frequency content of earthquakes in the area, which is characteristic of cities in eastern Canada, and their spectral acceleration values, which are comparable to those of Vancouver. It should be noted that flexural design of ductile walls with $T_1 \geq 1.0$ s is usually controlled by minimum reinforcement in eastern Canada.

The walls were designed for type D soil conditions with average shear wave velocities in the top 30 m of $180 < \bar{V}_{S30} < 360$ m/s. This choice allows better control of γ_w since the spectral values in the low frequency range of the UHS are generally amplified in this soil type. It was decided to limit the study to rectangular and symmetrical sections relative to the SFRS center of gravity, which is halfway between the two symmetric wall piers. The list of studied cases is reported in Table 6.2. For western Canada, 164 models were built, while for the eastern region, it was possible to perform analyses on 130 different models.

Each of them was subjected to a series of 40 ground motions, which resulted in a total of 11 760 NLTHAs for partially coupled and coupled wall systems.

Tableau 6.2 Varying parameter values of coupled walls for the parametric study

Wall type	Number of stories, N	T_1 , s	DOC, %	γ_w
PCW	3	0.3	30, 40, 50, 60	2.0, 2.5, 3.0, 4.0
	5	0.5	30, 40, 50, 60	2.0, 2.5, 3.0, 4.0
	10	1.0	20, 30, 40, 50, 60	2.0†, 2.5, 3.0, 4.0
	10	1.5	30, 40, 50, 60	2.0†, 2.5, 3.0, 4.0
	15	2.0	30, 40, 50, 60	2.0†, 2.5, 3.0, 4.0
	20	2.5	30, 40, 50, 60	2.0†, 2.5†, 3.0, 4.0
	25	3.0	30, 40, 50, 60	2.0†, 2.5†, 3.0, 4.0
CW	5	0.5	70, 75	2.0, 2.5, 3.0, 4.0
	10	1.0	70, 75	2.0, 2.5, 3.0, 4.0
	10	1.5	70, 75	2.0, 2.5, 3.0, 4.0
	15	2.0	70, 75	2.0, 2.5, 3.0, 4.0
	20	2.5	70, 75	2.0†, 2.5, 3.0, 4.0
	25	3.0	70, 75	2.0†, 2.5†, 3.0, 4.0

† Data not available for eastern Canada

Although the case of an isolated wall has been the subject of numerous analyses, this system was also studied as part of this project. A total of 28 models for western Canada and 27 models for eastern Canada were studied, which led to 2200 additional NLTHAs. These cases are shown in Table 6.3.

Tableau 6.3 Varying parameter values of shear walls for the parametric study

Number of stories, N	T_1 , s	γ_w
3	0.3	2.0, 2.5, 3.0, 4.0
5	0.5	2.0, 2.5, 3.0, 4.0
10	1.0	2.0, 2.5, 3.0, 4.0
10	1.5	2.0, 2.5, 3.0, 4.0
15	2.0	2.0, 2.5, 3.0, 4.0
20	2.5	2.0, 2.5, 3.0, 4.0
25	3.0	2.0†, 2.5, 3.0, 4.0

† Data not available for eastern Canada

6.3.2 Record selection

The UHS has been used as a target spectrum for record selection. These spectra are, however, too conservative for record selection since they represent the envelop of the spectral

responses at all periods with a 2 % probability of exceedance in 50 years. Thus, they do not represent the spectra of any single seismic event [Baker, 2011]. Furthermore, the variability of the response is reduced when UHS-compatible records are used in NLTHA, and the randomness of a seismic response may not be well represented [Dezhdar et Adebar, 2015].

An interesting alternative, proposed by [Baker, 2011], is to select ground motions compatible with the conditional spectrum (CS). These spectra take into account the variability and uncertainty of earthquakes. They are more representative of real earthquakes that produce a spectral acceleration S_a at a target period, whose amplitude can be chosen such that the probability of exceedance is 2 % in 50 years, while the mean response at other periods are lower or higher. To build these spectra, it is common to use the fundamental period as the conditioning period, T^* . [Dezhdar et Adebar, 2015] have shown that this choice is not always adequate depending on the response sought. In fact, the maximum shear response will be observed if the conditional period is chosen to be the second period of vibration since the shear response is more influenced by higher modes than by the fundamental one, whose period tends to lengthen during a strong earthquake. Thus, the target period for structures with $N \geq 10$ was the second elastic period of vibration, whereas for structures with $N \leq 10$, the fundamental period was used. This approach has been shown to maximize the shear demand.

The first step in the construction of the CS is to identify the seismic scenario with mean magnitude/distance (M/R) characteristics that contribute to the hazard at the conditional period. To this end, disaggregation analysis of the seismic hazard was performed with the open-source software OpenQuake [GEM, 2015]. The M/R scenario allows the calculation of a median spectrum, $\mu_{\ln S_a}$, using the appropriate ground motion models (GMM). For western Canada, the BSSA 2014 GMM [Boore *et coll.*, 2014] was used to calculate the median spectrum $\mu_{\ln S_a}(M, R, T)$ and the corresponding standard deviation $\sigma_{\ln S_a}(T)$. For eastern Canada, the GMMs developed by [Atkinson et Adams, 2013] were used to construct the predicted spectra. For the soil condition, the BSSA GMM can consider amplification of the signal by specifying the average shear wave velocity in the first 30 meters, \bar{V}_{s30} . For eastern Canada, the amplification factors $F(T)$ provided by NBCC 2015 were used to consider the soil condition in the GMMs.

To ensure that the response spectra for the selected ground motions correspond to the value of the CS at the conditional period, the parameter $\epsilon(T^*)$ was calculated. This parameter represents the number of standard deviations between the predicted median spectrum at

the target period and the response $S_a(T^*)$ and was obtained with the following equation :

$$\epsilon(T^*) = \frac{\ln S_a(T^*) - \mu_{\ln S_a}(M, R, T^*)}{\sigma_{\ln S_a}(T^*)} \quad (6.9)$$

The parameters described above allow one to calculate the conditional spectrum [Baker, 2011] :

$$\mu_{\ln S_a(T_i) | \ln S_a(T^*)} = \mu_{\ln S_a}(M, R, T_i) + \sigma_{\ln S_a}(T_i) \epsilon(T^*) \rho(T_i, T^*) \quad (6.10)$$

$$\sigma_{\ln S_a(T_i) | \ln S_a(T^*)} = \sigma_{\ln S_a}(T_i) \sqrt{1 - \rho^2(T_i, T^*)} \quad (6.11)$$

The correlation parameter $\rho(T_i, T^*)$ proposed by [Baker et Jayaram, 2008] has been used for western and eastern Canada. Although this model was developed for western America, it can also be used for eastern Canada because it was developed for shallow crustal events, which are the type of events found in this region of Canada.

For each selected conditional period, a set of 40 historical records were selected and scaled. These ground motions were taken from the PEER NGA-West2 database [PEER, 2014] for both regions. This choice was made because of the limited number of high intensity records in eastern Canada. Studies conducted by [Baker et Cornell, 2006] and [Luco et Bazzurro, 2007] showed that these records could produce an adequate estimation of the SFRS response if the shape of their spectrum well matched the target spectrum at low periods.

6.3.3 Shear Design of Ductile Partially and Fully Coupled Walls

To guarantee the safety of reinforced concrete structural walls, the design envelope for the shear force must be greater than the demand over the entire height of the SFRS. This envelope is determined by taking the minimum of the following :

1. The shear that corresponds to the development of the probable flexural resistance M_p at the base. This envelope is obtained by multiplying the factored shear envelope V_f by the probable overstrength factor γ_p calculated at the base of the walls :

$$V_p = \gamma_p V_f = \left(\frac{M_p}{M_f} \right)_{\text{base}} V_f \quad (6.12)$$

2. The shear resulting from the design load combination that includes the effects of an earthquake, with the load effects calculated using $R_d R_o = 1.3$.

The first condition is based on capacity design principles and ensures that the flexural reinforcement will yield before shear failure occurs. It assumes a linear relationship between the shear and bending moment, which is the case for a first mode response. The second condition is an upper limit for the cases where the response remains essentially elastic due to the important reserve of strength in the walls. It should be noted that Equation (6.12) corresponds to Equation (6.2) with amplification factor $\bar{\omega}_v$ taken as 1.

Structural walls linked by properly designed slabs (see Figure 6.2a), where the coupling action is negligible, can be considered as two isolated cantilevered walls. For these systems, the γ_p of both walls of the symmetrically reinforced rectangular SFRS will be the same since the axial forces resulting from the shear transmitted by the coupling beams is low compared to the gravity loads. However, in the case of moderately coupled walls (Figure 6.2b) and strongly coupled walls (Figure 6.2c), two different approaches are suggested for the calculation of γ_p in the examples of seismic design of structural walls in the Concrete Design Handbook [CAC, 2016]. These two methods are based on distinct assumptions and lead to different shear design envelopes.

Shear Design Method for Ductile Partially Coupled Walls -

The first approach is based on the following assumptions :

1. Each wall pier must be designed to withstand the maximum shear force that it will be subjected to during an earthquake.
2. The shear demand in the wall piers is proportional to the bending moment acting at the base of each wall pier rather than to the total overturning moment acting on the entire coupled wall system.

This method will be referred to in this paper as isolated wall elements for shear design (IWESD). γ_p is determined by considering only the flexural resistance of the walls, which leads to two design envelopes, one for the tension wall and one for the compression wall. The IWESD approach is suitable for the design of PCWs for which the two walls are not subjected to significantly different axial forces caused by the gravity load and those induced by the shear forces transferred through the coupling beams under seismic lateral forces. The reinforcement detailing according to this approach is governed by the envelope of the compression wall since the probable flexural capacity increases as the axial compression increases up to approximately 25 % of the nominal axial load capacity $A_g f'_c$ of a wall pier, where A_g is the gross cross-sectional area of the wall pier and f'_c is the specified concrete compression strength. For systems with a high DOC located in regions with moderate seismic hazard and subjected to high-frequency content earthquakes, design envelopes are

controlled by the maximum shear forces determined with $R_d R_o = 1.3$. This is because the flexural design is most likely controlled by the minimum reinforcement in flexure and because of the significant axial force acting on the compression wall.

Shear Design Method for Coupled Walls -

For the determination of the shear design envelopes of systems with a high DOC, a second approach will be used and is referred to as single wall elements for shear design (SWESD). This method is based on the two following assumptions :

1. The walls are designed to together withstand the total shear force acting on the wall system in each story.
2. The shear demand is proportional to the total bending moment at the coupled wall base, whose resistance comes from the contributions of the two walls and the coupling component due to the shear transmitted by the coupling beams.

6.3.4 Comparison of Shear Design Methods

The nominal flexural capacity has to be calculated by considering the axial force in the wall piers caused by gravity loads only. This factor is used in the CSA A23.3-14 standard for the determination of the effective properties of wall cross sections, and it is an indicator of the capacity reserve that the walls possess compared to the strength required to resist design forces. In partially coupled walls designed according to the IWESD approach, a value of γ_w can be found for each wall element. However, in this research, the rectangular walls are of the same cross section and are similarly reinforced, which implies that they have the same value of γ_w . Thus, the nominal overstrength of an individual wall pier in partially coupled walls is given by :

$$\gamma_w = \frac{M_n}{M_f} \quad (6.13)$$

In fully coupled walls, for which the overturning resistance comes mainly from the axial couple and which are designed according to the SWESD approach, the axial force (P_n) arising from the development of the nominal shear capacity of the coupling beams should be included in the calculation of the nominal bending moment resistance of the system :

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} + P_n \ell_{cg} \quad (6.14)$$

where M_{n1} and M_{n2} are the nominal flexural resistances of the wall piers, and P_n must consider the fact that the coupling beams will not reach their nominal resistance at the

same time. The CSA A23.3-14 standard recommends determining P_n by weighting the axial design force at the base, P_f , obtained from a combination of spectral responses by an overstrength factor, γ_{nb} , of the beam resistances :

$$\gamma_{nb} = \left(\frac{\sum_{i=1}^n R_{ni}}{\sum_{i=1}^n R_{fi}} \right)_{cb} \quad (6.15)$$

where n is the number of stories, R_{ni} is the nominal shear or bending moment resistance of the coupling beam at level i and R_{fi} is the corresponding factored force in the coupling beam at level i . Thus, for coupled walls designed according to the SWESD approach, the nominal overstrength is given by :

$$\gamma_w = \frac{M_n}{M_f} = \frac{M_{n1} + M_{n2} + P_n \ell_{cg}}{M_{f1} + M_{f2} + P_f \ell_{cg}} \quad (6.16)$$

From Equations (6.8) and (6.15), this equation can be rewritten as :

$$\gamma_w = \left(\frac{M_{n1} + M_{n2}}{P_f \ell_{cg}} + \gamma_{nb} \right) \times \text{DOC} \quad (6.17)$$

where it is seen that in the SWESD approach, γ_w is a function of the ratio of the nominal flexural capacity of the walls to the axial force couple, the coupling beam overstrength and the DOC.

The probable overstrength (γ_p) is calculated by taking an effective elastic limit of $1.25f_y$ for the reinforcement of walls and coupling beams. Since the resistance of the beams is controlled mainly by the reinforcement yield strength, the ratio of the probable to nominal resistance will be approximately equal to 1.25.

6.3.5 Modeling for Inelastic Analyses

Nonlinear analyses were performed with OpenSees (OS) software [McKenna *et coll.*, 2010], and two modeling approaches were considered for the walls. First, the shear-flexure multiple interaction-vertical-line-element (SFI) model proposed by [Kolosvari *et coll.*, 2018] was used. This model allows one to consider the interaction between the shear, flexure and axial load in the walls. This interaction is significant for moderately slender walls with a height to length ratio between (1.5 and 3.0), which is generally the case for buildings from 2 to 5 stories. This model displayed convergence problems and was not suitable for a parametric study where more than 10 000 NLTHAs had to be carried out.

A simpler approach, illustrated in Figure 6.3, to model wall elements is one in which the multilayered beam-column elements are located at the center of gravity of the walls. The number of degrees of freedom is greatly reduced with this model, which considerably reduces the computation time compared to the SFI model. The results presented in this study are based on this model. The uniaxial concrete behavior was modeled with Concrete06, which is based on the definition proposed by [Popovics, 1973], while the reinforcement was modeled with the Steel02 law, which considers strain hardening and the Bauschinger effect. The fiber elements do not allow one to consider the interaction between the shear, flexure and axial load because their formulation is based on Euler-Bernoulli beam theory. Thus, the shear deformations were considered uncoupled with an elastic behavior. P-Delta effects were considered through a corotational transformation. The walls were modeled with one element per story with 5 integration points. The mass of the building was concentrated on each floor.

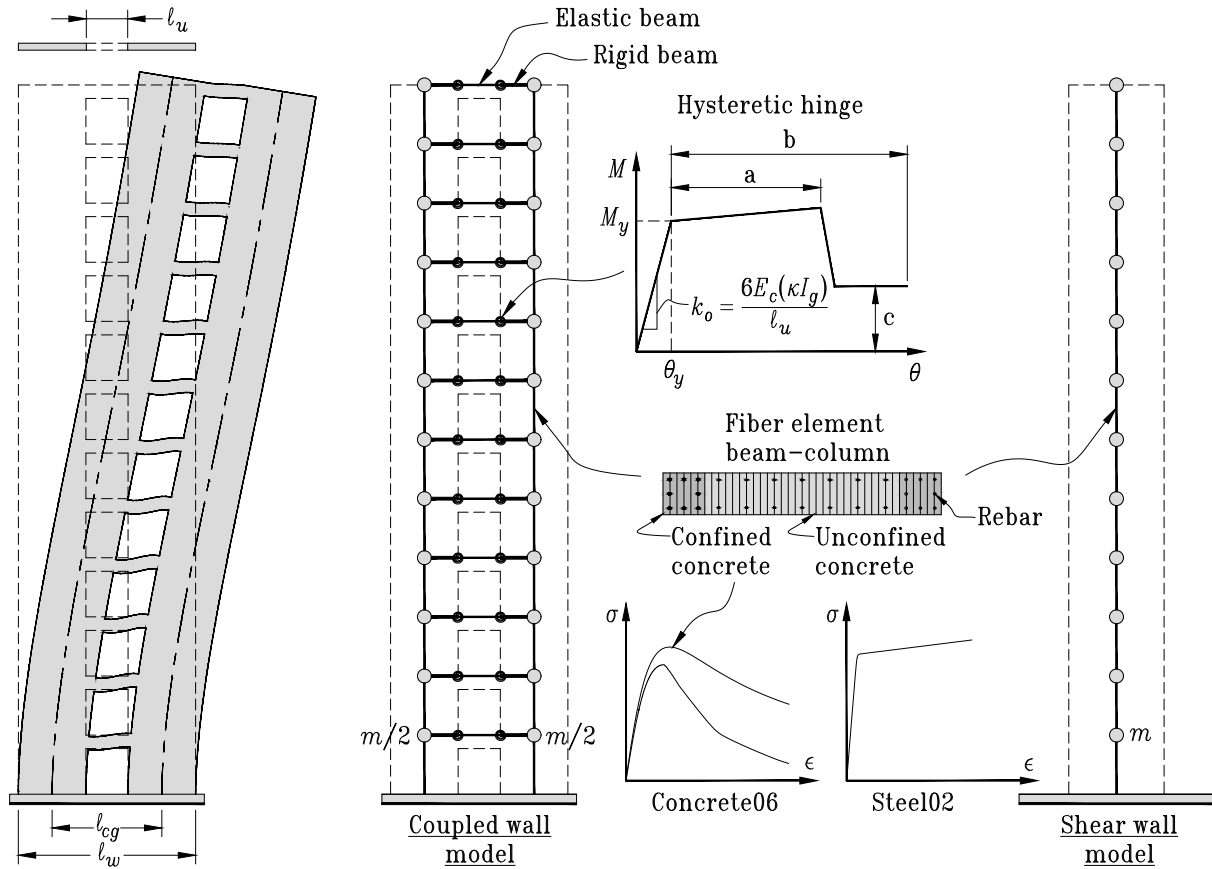


Figure 6.3 Modeling of coupled walls using multilayer beam-column elements for walls and concentrated rotational zero-length springs for coupling beams in OpenSees.

In the selected coupling beam modeling approach, nonlinear deformations were concentrated at the ends of the beams in zero-length hysteretic hinges. The initial stiffness of these hinges was calculated from an effective inertia using the expression proposed by [Son Vu *et coll.*, 2014] for conventionally and diagonally reinforced coupling beams. The moment-rotation behavior was described with the modified Ibarra-Medina-Krawinkler deterioration model with a bilinear hysteretic response. The backbone curve parameters shown in Figure 6.3 were taken from ASCE 41-13 [ASCE, 2014] and are presented in Table 6.4. Rigid beams were used to connect the hysteretic hinges to wall centers of gravity, while elastic beams were modeled between the two nonlinear hinges.

Tableau 6.4 Nonlinear parameters for modeling of coupling beams [ASCE, 2014]

Type of coupling beam reinforcement	Chord rotation		
	a	b	c
Conventional	0.020	0.040	0.50
Diagonal	0.030	0.050	0.80

In the nonlinear response, energy dissipation is mainly due to plastic deformation of the structure, which is known as hysteretic damping. However, other mechanisms, such as internal damping, are present when structures exhibit dynamic behavior. These mechanisms are difficult to quantify and are generally modeled with Rayleigh damping. In this approach, the damping matrix is chosen to be proportional to the mass and stiffness matrices. The contribution of the mass proportional part physically represents a viscous damping that connects the structure degrees of freedom to external supports. Although this mechanism cannot exist in a real structure, it is included in the analyses for better control of the modal damping and to avoid excessive damping values for higher modes. The contribution of the stiffness proportional part physically represents a linear viscous damping between the degrees of freedom of the structure. This damping part can cause problems if the initial stiffness matrix is used to construct the damping matrix in nonlinear analyses of structures that exhibit a softening behavior. The fundamental period lengthening will lead to an increase of the modal damping ratio and cause unrealistically large damping forces compared to the internal forces in the equation of motion [Hall, 2006]. To limit these problems, the tangent stiffness matrix is used to define the damping matrix at each iteration during the time-history analyses.

Damping ratios between 1 % and 2 % were measured on undamaged reinforced concrete structural walls [Boroschek et Yáñez, 2000]. [ATC-72-1, 2010] recommends the use of Rayleigh damping for nonlinear dynamic analyses with a damping ratio between 2 % and

5 %. However, recent numerical analyses have shown that the higher mode effects could be hidden when a 5 % damping ratio is considered [Boivin et Paultre, 2010]. Thus, a Rayleigh damping model proportional to the mass matrix and tangent stiffness matrix with a damping ratio of 2 % for the first and last lateral modes was considered in the NLTHA.

6.4 Dynamic Analysis Results

The seismic shear amplification factors at the base shown in Figures 6.4 to 6.8 were calculated from the average results of 40 ground motions compatible with the CS. They represent the ratio between the maximum shear demand (V_{de}) observed during the NLTHA and the design shear (V_p) obtained from Equation (6.12).

For PCWs designed with the IWESD approach (see Figure 6.4), V_{de} corresponds to the maximum shear observed during the NLTHA in a single wall at the base. In the case of CWs ($\text{DOC} \geq 66\%$) designed with the SWESD method (see Figure 6.5), the seismic amplification factor corresponds to the ratio of the maximum total shear demand at the base to the sum of the design shear forces in the walls.

Figure 6.6 presents the results obtained from the NLTHA of shear walls. The new $\bar{\omega}_v$ factor proposed by CSA A23.3-14 and given by Equation (6.4) was not included in the design forces. This aims to verify the previous changes and to compare the results with those from PCWs and CWs. The results reflect, in essence, what was achieved in [Boivin et Paultre, 2012a] and [Ambroise *et coll.*, 2013] for cantilever shear walls for both eastern and western regions of Canada. For eastern Canada, the analyses carried out for shear walls with fundamental periods between 0.3 s and 0.5 s uphold the variation in $\bar{\omega}_v$ in this period interval found by [Ambroise *et coll.*, 2013]. The disparity between the two studies comes from the use of records selected with the conditional spectrum method instead of records chosen to match the UHS and from the modeling used, which does not allow one to consider the interaction between the shear, flexure and axial load in the walls. Further, in the previous parametric study, the city of Rivière-du-Loup was chosen to depict the eastern region.

Figure 6.7 shows the influence of the DOC on the shear amplification for a 1 s fundamental period structure located in western and eastern North America. The new method proposed in this article for PCWs is based on these results and on others for a range of periods. A reduction in the seismic shear amplification can be observed as the DOC increases from

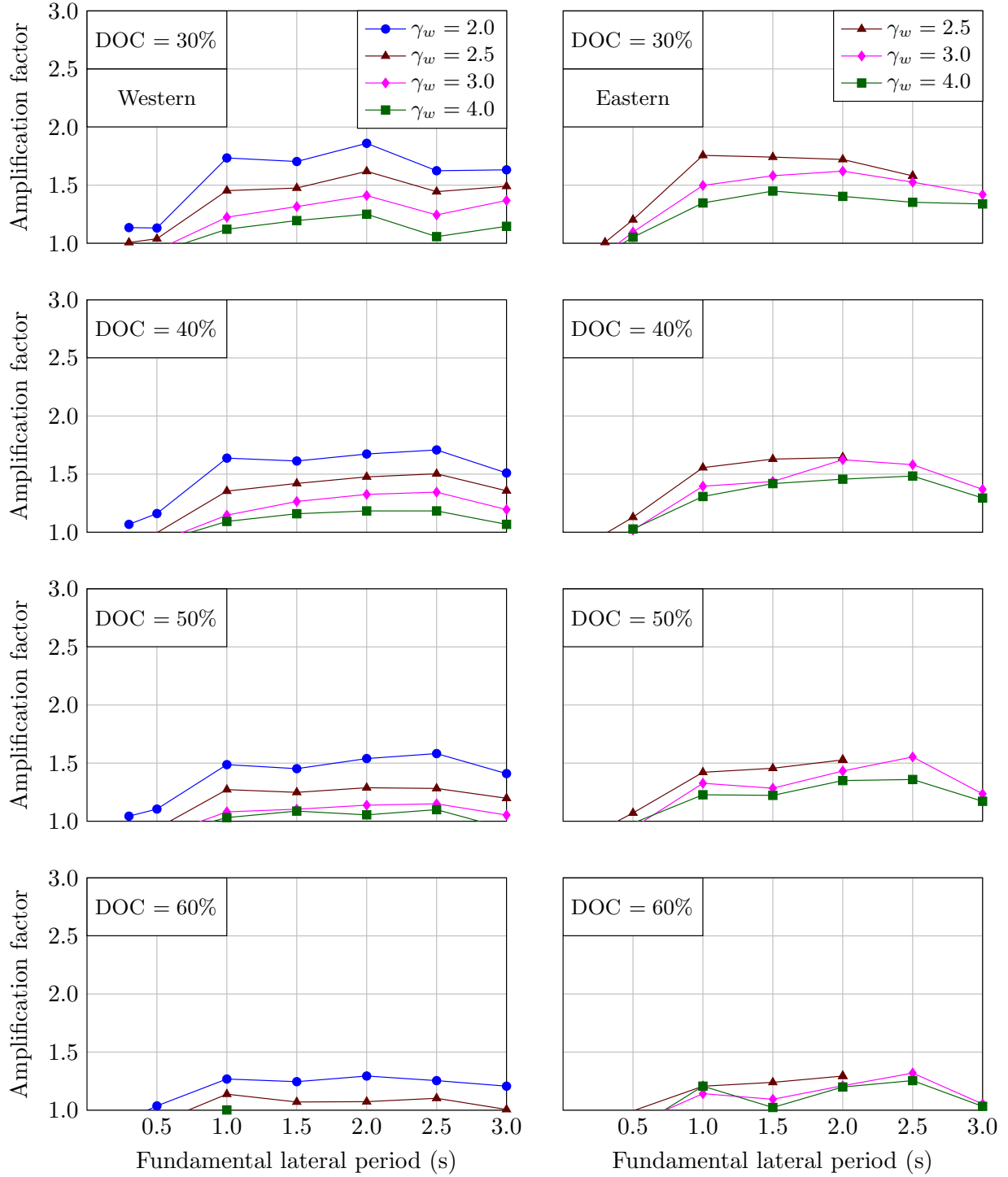


Figure 6.4 Seismic shear amplification factor for partially coupled shear walls.

a value of 20 %. It should also be noted based on this figure that the rate of decrease is higher for low γ_w values.

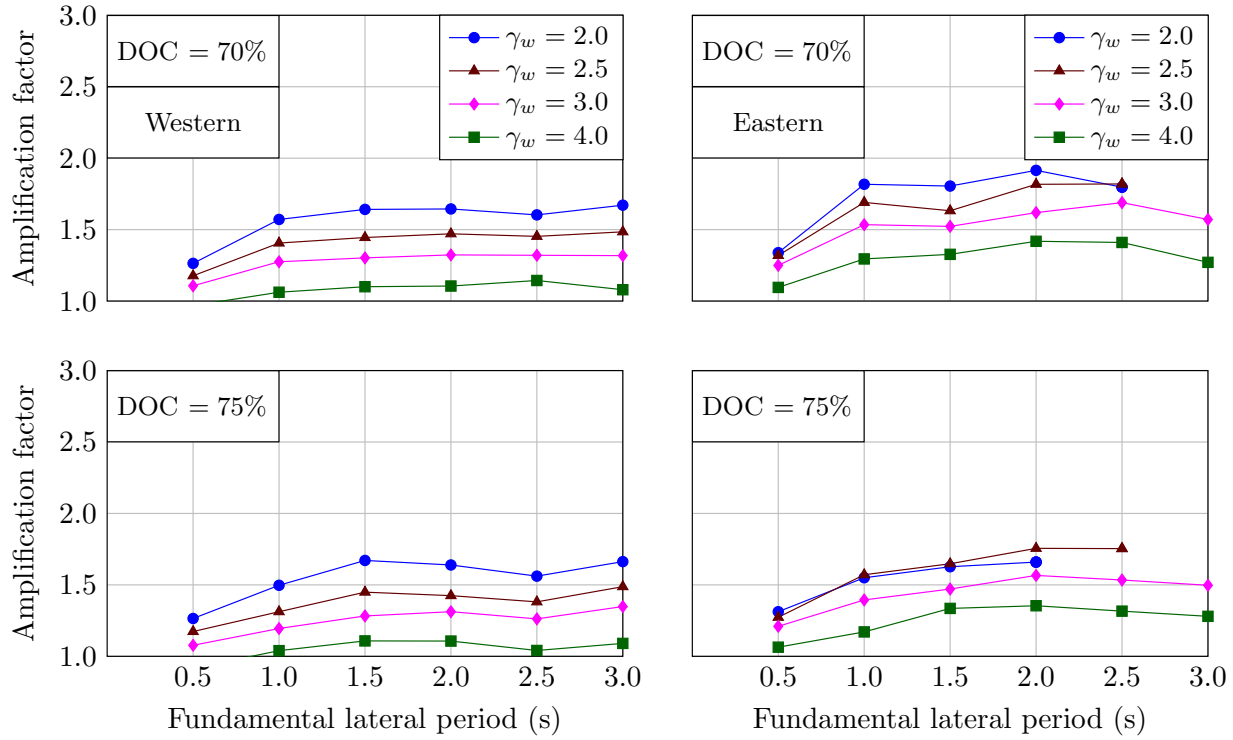


Figure 6.5 Seismic shear amplification factor for fully coupled shear walls.

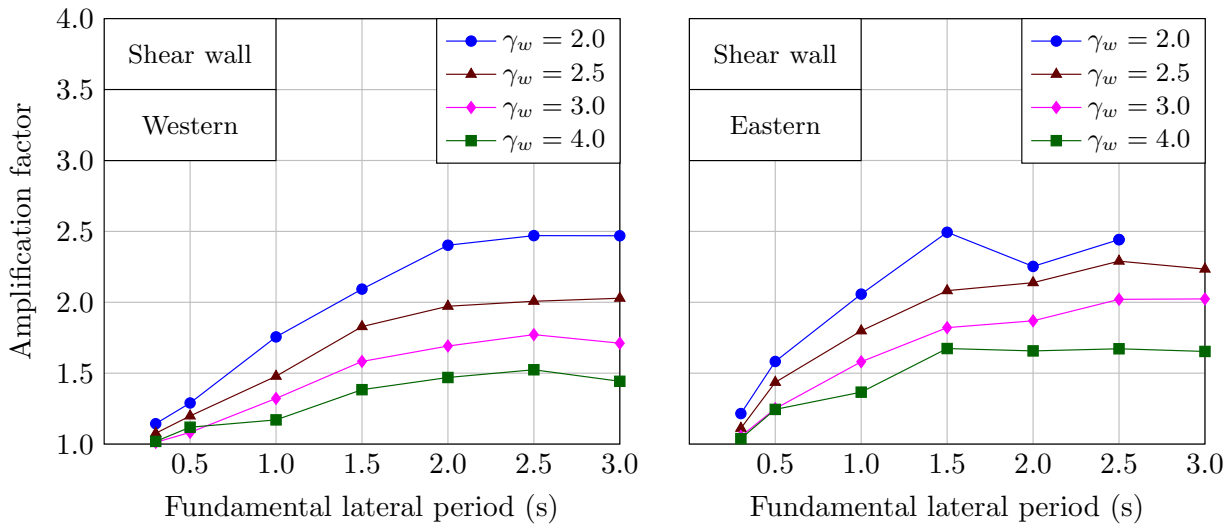


Figure 6.6 Seismic shear amplification factor for rectangular shear walls.

As stated earlier, shear design envelopes are different depending on whether the IWESD or SWESD approach is considered. It is complex to define a specific DOC value for which a design method should be favored. Figure 6.8 shows the influence of the design approach on the seismic shear amplification factor for partially coupled walls with a DOC of 50% located in Vancouver. As can be seen, both methods tend to generally underestimate the

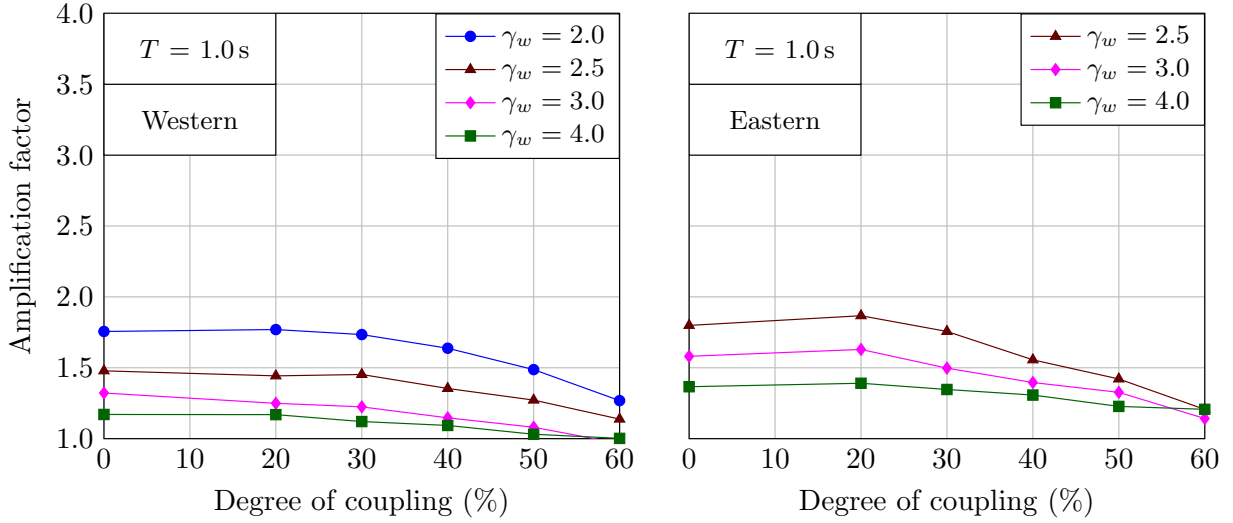


Figure 6.7 Influence of the DOC on the seismic shear amplification factor.

shear demand, while the IWESD method could overestimate the shear force in systems with large overstrength values. Both techniques could be used for design if an appropriate correction factor is considered to amplify the design shear demand when redistribution of the shear forces between the two walls is allowed, as the SWESD method is based on this assumption.

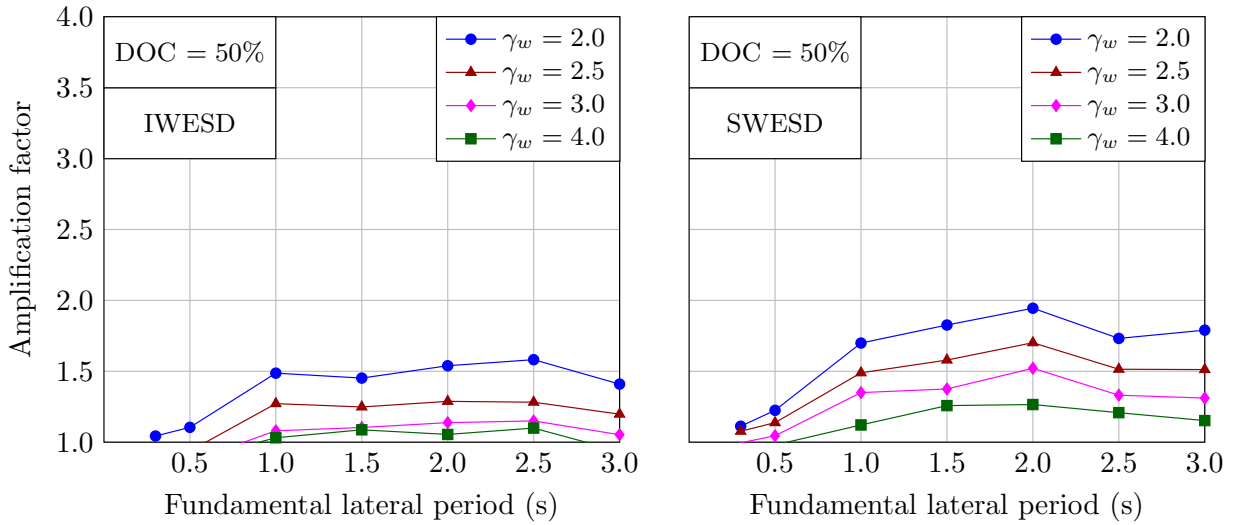


Figure 6.8 Influence of the design method on the seismic shear amplification factor of partially coupled walls (DOC = 50%) located in Vancouver.

6.4.1 Influence of the Flexural Overstrength at the Base

The results from these nonlinear analyses show that the shear amplification decreases with increasing flexural overstrength at the base γ_w . In fact, the flexural demand in the NLTHAs

increases with γ_w , whereas the increase in the shear demand is generally less pronounced. Since design forces are higher as the flexural capacity is increased, this leads to a reduction in the shear amplification factor. This influence of γ_w is observed independent of the period and for every DOC value studied. Furthermore, ground motions compatible with the CS conditioned at frequencies higher than the fundamental one led to a higher shear demand, while the flexural demand at the base was reduced. Thus, the flexural demand at the base predicted by NLTHAs was generally lower than the probable flexural resistance from the CSA A23.3-14 standard for high γ_w values.

6.4.2 Influence of the Fundamental Period

Seismic shear amplification is also a function of the fundamental period of vibration. Its influence on the shear demand of partially coupled walls and coupled walls is more significant when the period increases from 0.5 s to 1.5 s, whereas for periods greater than 2.0 s, the results show a constant amplification factor for the two studied regions (see Figures 6.4 and 6.5). Furthermore, the influence of T_1 is greater in eastern Canada, which is characterized by high-frequency content earthquakes. The design spectra in this region exhibit a larger ratio between the second and first mode spectral responses, $S(T_2)/S(T_1)$. Hence, higher amplification values are expected because the demand is strongly influenced by the higher modes. The spectrum shape is currently not considered in the calculation of the seismic amplification factor for shear walls in the CSA A23.3-14 standard. It is accounted for in Eurocode 8 [EC8, 2005], which recommends a shear amplification factor based on the ductility level, the flexural overstrength and the response spectral ratio.

6.4.3 Influence of the Degree of Coupling

The degree of coupling is the third parameter that showed the highest influence on the shear amplification. In partially coupled walls designed with the IWESD method, there is no underestimation of the seismic shear demand observed for DOCs close to 60 %, while for systems with a low DOC, the amplification values are similar to those found for cantilevered single walls. As can be seen in Figure 6.7, the dynamic amplification linearly decreases with the DOC when it changes from 20 % to 60 %. For DOCs between 0 % (shear walls) and 20 %, the DOC has no significant impact on the shear amplification. In partially coupled walls with low DOC values, the lateral stiffness comes mainly from the walls rather than from the coupling interaction.

Strongly coupled walls are designed to exhibit similar behavior to isolated SWs with openings. These systems, designed according to the SWESD method as part of this study,

will present a lower shear demand than shear walls. The coupling beams are expected to contribute in a more significant way to the hysteretic damping in coupled wall systems. Additionally, yielding of coupling beams leads to a greater increase in higher mode periods, which contributes to a reduction in the shear demand of these modes.

6.5 Proposed Modification of the Capacity Design in CSA A23.3

The amplification of shear forces by a correction factor $\bar{\omega}_v$ (see Equation (6.2)) has been preferred since the 2014 edition of the CSA A23.3 standard. Compared to several proposed methods found in the literature, this method is easily applied and produces an adequate estimation of the shear demand of RC structural walls. Additionally, the amplification factor allows one to quantify the higher mode effects not accounted for in the response spectrum analysis. Hence, a simple approach is to apply a modification to the correction factor proposed by the CSA standard in order to reflect the results obtained from nonlinear analyses and to include the DOC as a parameter of the dynamic shear amplification factor. The authors also propose to remove the upper limit on $\bar{\omega}_v$ of 1.5 in order to correctly capture the high shear demand in the shear walls with low overstrength values. Thereby, the following changes are proposed :

$$\bar{\omega}_v = \begin{cases} 1.0 & \text{if } T_1 \leq T_L \\ 1.0 + \eta \cdot 0.25 \left(\frac{R_d R_o}{\gamma_w} - 1 \right) \geq 1.0 & \text{if } T_1 \geq 1.0 \text{ s} \end{cases} \quad (6.18)$$

where η is a correction factor introduced to consider the influence of the DOC on the seismic shear amplification and T_L is given in Equation (6.5). η is a function of the seismic resisting system, and its value is given by :

$$\eta = \begin{cases} 2.0 & \text{For shear walls} \\ 2.0 \left(1.0 - 0.6 \gamma_w (\text{DOC} - 0.2) \right) \not\leq 0 & \text{For partially coupled walls}^1 \\ 1.0 & \text{For fully coupled walls}^2 \end{cases} \quad (6.19)$$

A linear interpolation is used for the fundamental period between T_L and 1.0 s. Equations (6.18) and (6.19) are illustrated in Figure 6.9 for several overstrength values and $T_1 \geq 1.0$ s.

1. Partially coupled walls designed with the IWESD method
 2. Fully coupled walls designed with the SWESD method

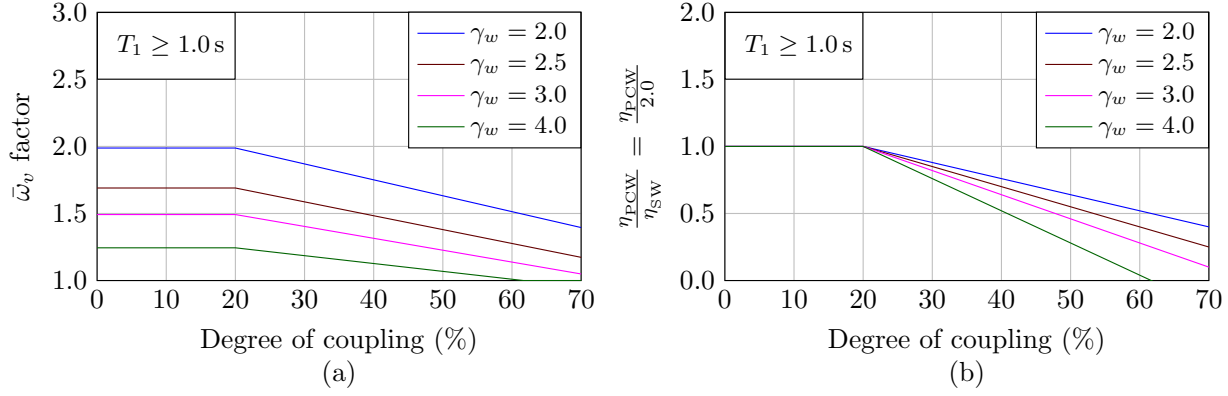


Figure 6.9 Proposed correction factor for the seismic shear amplification in partially coupled walls : (a) amplification factor and (b) normalized η factor.

The proposed η factor requires that partially coupled walls are designed according to the IWESD method and that coupled walls are designed with the SWESD approach. Figure 6.9b shows that the η for partially coupled walls decreases as the DOC and γ_w increase, which results in the $\bar{\omega}_v$ factor tending towards 1.0.

For coupled walls, the greater ability to dissipate energy of these systems is incorporated by taking η equal to 1.0. Although the DOC has a slight influence on $\bar{\omega}_v$ in strongly coupled walls, the slenderness of the coupling beams has no significant influence on the DOC at these high values. Consequently, the DOC is almost constant, as its value will generally be between 0.70 and 0.80. For this reason, the amplification value is based on a DOC of 75 % in order to simplify expression (6.19).

The results for shear walls (see Figure 6.6) show that the shear amplification factor currently proposed by the CSA A23.3-14 standard underestimates the shear demand. For this reason, the authors propose to take the new factor η from 1.0 to 2.0 for cantilevered shear walls. This implies an increase of the $\bar{\omega}_v$ factor from 1.45 to 1.90 for walls with a γ_w of 2.0.

6.6 Discussion

Nonlinear analyses have shown that the seismic shear amplification may be higher in eastern Canada, which is characterized by earthquakes with a high-frequency content. It was decided not to consider the influence of the design spectrum shape in the above proposition because only two cities have been studied and considering the low seismic risk in eastern regions with high seismic hazard. This parameter could have been expressed as the ratio $S(T_2)/S(T_1)$, with higher $\bar{\omega}_v$ values as this ratio increases. Further investigations on more localities with different spectral shapes are, however, required.

The proposed design method was developed for ductile, rectangular and isolated coupled walls. Current CSA standard provisions extend the use of the amplification factor to moderately ductile (MD) shear walls. In the case of MD coupled walls, fewer nonlinear deformations are expected in the coupling beams because they are designed for higher loads. This will lead to a reduction of the hysteretic damping, and elongation of higher mode periods is expected to be less important. Thus, the DOC may have a smaller impact on moderately ductile systems, and the proposed method may underestimate the shear demand. However, moderately ductile coupled walls generally present lower γ_w values, which result in higher $\bar{\omega}_v$ values according to Equation (6.18). For these reasons, the authors suggest extending the method proposed in this paper to moderately ductile partially coupled and coupled walls according to NBCC 2015.

The η factor proposed in Equation (6.19) is based on the assumption that the IWESD method is used for the design of partially coupled walls and the SWESD method is used for the design of coupled walls. This factor can still be used for systems with a $\text{DOC} \geq 0.66$ designed with the IWESD method. These systems will present a high value of γ_p , even with the minimum reinforcement ratio prescribed by design standards, due to the high compression load induced by gravity and earthquake loads. Hence, the seismic shear amplification factor will be close to 1.0, and the shear demand is expected to be controlled by the maximum values obtained from response spectrum analyses with $R_d R_o = 1.3$. Thus, the proposed capacity design method will not lead to underestimation of the shear demand for the walls of systems with $\text{DOC} \geq 0.66$ designed according to the IWESD method. However, the proposed provisions cannot be applied to partially coupled wall systems designed according to the SWESD approach since it may underestimate the maximum shear forces expected during an earthquake.

It has been observed that the upper limit of the fundamental period, T_U , given in Equation (6.6) could be taken as 1.0 s for both eastern and western localities. This difference from the present standard provisions could be explained by the use of the CS as the target spectrum instead of the UHS. Additionally, the higher mode contribution to the shear response is generally lower for partially coupled walls and coupled walls than for isolated single walls. Hence, a higher $S(T_2)/S(T_1)$ ratio is needed to observe significant shear amplification, as the ratio increases with the fundamental period.

6.7 Conclusion

This research program focused on the seismic shear demand for reinforced concrete ductile partially and fully coupled walls. To the authors' knowledge, no parametric study of this

extent had thus far been carried out on this subject. Shear amplification due to higher mode effects is now well known for cantilevered RC walls and has been the subject of several numerical and experimental studies. Since 2014, the CSA A23.3 standard has recommended a simple way to amplify shear forces to account for nonlinear higher mode effects. However, this factor only applies to isolated SWs, and there is currently no indication available for the quantification of higher mode amplification in ductile coupled walls. Recent research has shown lower amplification of the shear demand in partially coupled walls and coupled walls, which is attributable to the presence of coupling beams in each story. The results of this research have shown that the shear amplification due to higher mode effects is significant in partially coupled walls and coupled walls and must therefore be considered. The influence of the studied parameters was also quantified, and a new provision for the capacity design of coupled walls was proposed. This method is based on the results of a parametric study, whose important conclusions are summarized below :

1. The shear amplification factor is lower in shear wall structures with high flexural overstrength at their base, γ_w .
2. The higher mode effects on the shear response are more significant in shear wall buildings with T_1 greater than 1.0 s.
3. The shear amplification is more important for the eastern Canada region, where earthquakes are characterized by a high-frequency content.
4. The probable shear at the base is strongly dependent on the shear design approach used, and thus, a different correction factor $\bar{\omega}_v$ has to be considered. This research proposed a limit on when the IWESD or SWESD method should be chosen and their appropriate correction factor based on the DOC. However, the results have shown the necessity of including clarifications on the recommended design method in the CSA A23.3 standard.

Acknowledgments

The authors gratefully acknowledge the financial support of the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC) and the Fonds de Recherche du Quebec - Nature et Technologies (FRQNT). The authors also acknowledge the financial support of the Interuniversity Research Center for study of structures under extreme loads (CEISCE) and the Earthquake Engineering and Dynamics of Structures Research Center of the University of Sherbrooke.

CHAPITRE 7

Conclusion

Les dispositions actuelles des normes et codes de dimensionnement en vigueur au Canada exigent que les nouveaux bâtiments soient conçus afin d'offrir un niveau de performance jugé acceptable en cas de séisme. En cas de tremblement de terre de forte intensité, l'objectif est de préserver la vie et la sécurité des occupants du bâtiment. Cet objectif est généralement atteint en limitant les déformations du bâtiment et en s'assurant qu'aucun mécanisme de ruine non souhaité ne puisse se former durant les secousses sismiques. Afin d'éviter toute rupture pouvant mener à l'effondrement du bâtiment, il est nécessaire d'effectuer une bonne évaluation des efforts sismiques auxquels seront soumis les éléments composants le système de reprise des forces sismiques (SRFS).

Le dimensionnement à la capacité, introduit pour la première fois dans la norme de conception des structures en béton armé CSA A23.3 en 1984, est un principe de conception permettant d'estimer adéquatement en limitant l'intensité des efforts sismiques induits dans la structure. Cette conception est réalisée en choisissant un mode de rupture ductile capable de dissiper l'énergie sismique au moyen de déformations linéaires et qui permet de limiter les efforts sismiques dans les autres composantes de la structure à la capacité de l'élément ductile. Dans le cas des murs de refend en béton armé, une rupture brutale en cisaillement est évitée en forçant la formation d'une rotule plastique unique à la base. Cette dernière est précédée par la plastification des poutres de couplage de tous les niveaux dans le cas des murs couplés. On conçoit les murs pour l'intensité de l'effort tranchant qui correspond à la formation de la rotule plastique à la base.

Dans la norme de conception CSA A23.3, cette approche est basée sur la réponse du premier mode et suppose une relation linéaire entre la demande en cisaillement et en flexion à la base du mur. Les études récentes dans le domaine non linéaire ont cependant montré que les dispositions actuelles de conception pouvaient mener à une sous-estimation importante de la demande sismique en cisaillement. Bien que cet aspect est maintenant pris en compte dans le dimensionnement des murs structuraux simples au Canada depuis la publication de l'édition 2014 de la norme CSA A23.3, aucune méthode d'analyse n'est proposée pour la conception des murs couplés et partiellement couplés en béton armé. L'absence d'une méthode d'amplification de la demande sismique en cisaillement des murs couplés n'est pas attribuable au fait qu'il n'y aura pas une sous-estimation de la demande

pour ce type de système de résistance sismique, mais au manque d'études et de publications à ce sujet. Cette recherche avait ainsi pour but d'étudier le phénomène d'amplification du cisaillement dans les murs couplés et partiellement couplés ductiles au Canada. Une étude paramétrique comportant 11 760 analyses temporelles non linéaires sur près de 300 modèles numériques de murs couplés et partiellement couplés a permis de quantifier l'influence de paramètres préalablement sélectionnés sur la demande sismique en cisaillement. Les conclusions de cette étude sont résumées ici :

1. L'influence des modes supérieurs sur la réponse en cisaillement des murs couplés est plus importante pour les bâtiments dont la période fondamentale est plus que 1.0 s. De plus, l'amplification sismique de la demande cisaillement semble être constante pour des périodes supérieures à 1.5 s. Ainsi, un facteur de correction dépendant de la période fondamentale et avec une valeur constante et maximale pour $T_1 \geq 1.0$ s permet d'estimer adéquatement la demande en cisaillement à la base.
2. Le facteur d'amplification dynamique du cisaillement présente des valeurs plus faibles lorsque la surcapacité en flexion à la base augmente. Pour des valeurs de γ_w se rapprochant de 4.0, la demande en cisaillement tend vers la demande élastique avec $R_d R_o = 1.0$ et le facteur d'amplification à la base tend vers 1.0, et ce, peu importe le système de résistance sismique. Il a également été observé que la résistance probable des murs de refend n'était pas toujours atteinte pour des surcapacités en flexion élevées (près de 4.0) lorsqu'ils sont soumis à des accélérogrammes compatibles avec les spectres de l'est du Canada.
3. L'amplification sismique trouvée pour la région de l'est du Canada était généralement supérieure à celle obtenue pour l'ouest du Canada pour des modèles présentant les mêmes paramètres (N , T_1 , γ_w et DOC). Les régions de l'est du Canada sont généralement caractérisées par des tremblements de terre à haut contenu fréquentiel et les effets des modes supérieures sont observables pour de plus petites périodes fondamentales. De plus, la ville de Baie-Saint-Paul, qui a été choisie pour étudier la demande en cisaillement des bâtiments de l'est du Canada, présente l'un des aléas sismiques les plus élevés au Canada pour les courtes périodes, soit celles correspondant aux modes supérieurs.
4. Le degré de couplage des modèles numériques conçus selon les exigences du CNBC 2015 et de la norme CSA A23.3-14 a une influence marquée sur la demande en cisaillement. Il a été observé que l'amplification du cisaillement des murs partiellement couplés diminue avec l'augmentation du degré de couplage et qu'elle tend près vers 1.0 pour un DOC supérieur à 60 %.

5. Bien que la détermination du cisaillement probable à la base soit simple à évaluer dans le cas des murs structuraux isolés, deux approches différentes peuvent être employées pour estimer le cisaillement probable des murs couplés et partiellement couplés. Ces méthodes sont basées sur de différentes hypothèses liant la demande en cisaillement et en flexion. Les résultats ont montré que ces deux approches menaient à des valeurs d'amplification différentes. Ainsi, le facteur de correction appropriée doit être basé sur la méthode de conception choisie. Cette étude a montré la nécessité d'inclure des clarifications quant à l'approche à utiliser pour déterminer la demande en cisaillement. Il a été choisi dans le cadre de ce projet de distinguer les méthodes de calcul de la demande sismique en cisaillement en se basant sur le degré de couplage.

7.1 Recommandations pour des travaux futurs

Une des grandes simplifications qui a dû être effectuée dans le cadre de cette étude est de négliger l'interaction entre le cisaillement, la flexion et la charge axiale. En raison du nombre important d'analyses qui était requis, une simplification au niveau des modèles numériques a été nécessaire afin de réduire significativement l'effort de calcul requis. Bien que le modèle OpenSees qui a été monté dans le cadre de cette recherche permet de considérer l'interaction flexion-cisaillement, des problèmes de convergence et des résultats ponctuels erronés qui étaient difficiles à filtrer ont contribué au choix de ne pas présenter les résultats d'analyse de ces modèles. Une mise à jour future du code permettant de corriger les problèmes liés à l'utilisation de ce modèle numérique pourrait permettre d'obtenir aisément les résultats. Également, il pourrait être intéressant de valider les résultats pour quelques cas simples à l'aide du logiciel Vector2 permettant de considérer l'interaction entre la flexion et le cisaillement.

Enfin, les analyses numériques ont été réalisées en utilisant les propriétés nominales des matériaux. Il est connu que les matériaux employés ont une résistance réelle supérieure à celle utilisée pour le dimensionnement. Certains paramètres, comme la limite élastique des armatures, peuvent influencer la réponse de la structure. La variabilité de la résistance des matériaux n'a pas été étudiée et il est de l'avis de l'auteur que des valeurs d'amplification sismique moyennes supérieures à ce qui a été obtenu dans le cadre de cette étude pourraient être trouvées.

LISTE DES RÉFÉRENCES

- ACI (2019). *ACI 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete*. Numéro 318-19 dans Standard, American Concrete Institute, 623 p.
- Adebar, P., Mutrie, J., DeVall, R. et Mitchell, D. (2014). Seismic Design of Concrete Buildings – the 2015 Canadian Building Code. *NCEE 2014 - 10th Edition*.
- Ambroise, S., Boivin, Y. et Paultre, P. (2013). Parametric study on higher mode amplification effects in ductile RC cantilever walls designed for western and eastern Canada. Dans *CSCE 2013 General Conference*. Numéro DIS-81, p. 1928–1940.
- ASCE (2014). *ASCE standard ASCE/SEI, 41-13, seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Numéro 41-13 dans Standard, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 518 p.
- ATC-72-1 (2010). *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings*. Applied Technologie Council, 242 p.
- Atkinson, G. M. (2008). Ground-Motion Prediction Equations for Eastern North America from a Referenced Empirical Approach : Implications for Epistemic Uncertainty. *Bulletin of the Seismological Society of America*, volume 98, numéro 3, p. 1304–1318.
- Atkinson, G. M. et Adams, J. (2013). Ground motion prediction equations for application to the 2015 Canadian national seismic hazard maps. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 40, numéro 10, p. 988–998.
- Atkinson, G. M. et Boore, D. M. (2006). Earthquake Ground-Motion Prediction Equations for Eastern North America. *Bulletin of the Seismological Society of America*, volume 96, numéro 6, p. 2181–2205.
- Baker, J. W. (2011). Conditional Mean Spectrum : Tool for Ground-Motion Selection. *Journal of Structural Engineering*, volume 137, numéro 3, p. 322–331.
- Baker, J. W. et Cornell, A. C. (2006). Spectral shape, epsilon and record selection. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, volume 35, numéro 9, p. 1077–1095.
- Baker, J. W. et Jayaram, N. (2008). Correlation of Spectral Acceleration Values from NGA Ground Motion Models. *Earthquake Spectra*, volume 24, numéro 1, p. 299–317.
- Baker, J. W. et Lee, C. (2017). An Improved Algorithm for Selecting Ground Motions to Match a Conditional Spectrum. *Journal of Earthquake Engineering*, p. 1–16.
- Benazza, T. et Chaallal, O. (2013). Facteurs d’amplification dynamique pour les murs de refend couplés et partiellement couplés. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 40, numéro 1, p. 76–85.

- Blakeley, R., Cooney, R. et Megget, L. (1975). Seismic shear loading at flexural capacity in cantilever wall structures. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, p. 278–290.
- Boivin, Y. et Paultre, P. (2010). Seismic performance of a 12-storey ductile concrete shear wall system designed according to the 2005 *National building code of Canada* and the 2004 Canadian Standard Association standard A23.3. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 37, numéro 1, p. 1–16.
- Boivin, Y. et Paultre, P. (2012a). Seismic force demand on ductile reinforced concrete shear walls subjected to western North American ground motions : Part 1 - parametric study. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 39, numéro 7, p. 723–737.
- Boivin, Y. et Paultre, P. (2012b). Seismic force demand on ductile reinforced concrete shear walls subjected to western North American ground motions : Part 2 - new capacity design methods. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 39, numéro 7, p. 738–750.
- Boore, D. M. et Atkinson, G. M. (2008). Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s. *Earthquake Spectra*, volume 24, numéro 1, p. 99–138.
- Boore, D. M., Stewart, J. P., Seyhan, E. et Atkinson, G. M. (2014). NGA-West2 Equations for Predicting PGA, PGV, and 5% Damped PSA for Shallow Crustal Earthquakes. *Earthquake Spectra*, volume 30, numéro 3, p. 1057–1085.
- Boroschek, R. L. et Yáñez, F. V. (2000). Experimental verification of basic analytical assumptions used in the analysis of structural wall buildings. *Engineering Structures*, volume 22, numéro 6, p. 657–669.
- CAC (1996). *Explanatory Notes on CSA Standard A23.3-94*, 2^e édition. Cement Association of Canada, Ont.
- CAC (2006). *Explanatory Notes on CSA Standard A23.3-04*, 3^e édition. Cement Association of Canada, Ont., 141 p.
- CAC (2016). *Explanatory Notes on CSA Standard A23.3-14*, 4^e édition. Cement Association of Canada, Ont., 155 p.
- Chaallal, O. et Gauthier, D. (2000). Seismic shear demand on wall segments of ductile coupled shear walls. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 27, numéro 3, p. 506–522.
- Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of structures : theory and applications to earthquake engineering*, fifth edition édition. Pearson Always learning, Pearson, Hoboken, NJ.
- CSA (1984). *Design of concrete structures for Buildings*. Canadian Standards Association, Toronto, Ont.

- CSA (2004). *Design of concrete structures*. Canadian Standards Association, Mississauga, Ont., 214 p.
- CSA (2014). *Design of concrete structures*. Canadian Standards Association, Mississauga, Ont., 297 p.
- CSA (2019). *Design of concrete structures*. Canadian Standards Association, Mississauga, Ont., 301 p.
- Dezhdar, E. (2012). *Seismic response of cantilever shear wall buildings*. Ph.D. thesis, Dept. of Civil Eng., The University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada, 309 p.
- Dezhdar, E. et Adebar, P. (2015). Influence of Ground Motion Scaling on Seismic Response of Concrete Shear Wall Buildings. *The 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, p. 10.
- EC8 (2005). *EN 1998-1 Eurocode 8 : Design provisions for earthquake resistance of structures*. CEN, 231 p.
- Fatemi, H., Paultre, P. et Lamarche, C.-P. (2020). Experimental evaluation of inelastic higher-mode effects on the seismic behavior of rc structural walls. *Journal of Structural Engineering*, volume 146, numéro 4.
- Filiatrault, A., D’Aronco, D. et Tinawi, R. (1994). Seismic shear demand of ductile cantilever walls : a Canadian code perspective. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 21, numéro 3, p. 363–376.
- Filiatrault, A., Tremblay, R., Christopoulos, C., Folz, B. et Pettinga, D. (2013). *Elements of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3^e édition. Presses internationales Polytechnique, Montréal, 874 p.
- GEM, G. E. M. F. (2015). *OpenQuake Engine 2.8, software*.
- Gregor, N. J. (2002). Ground-Motion Attenuation Relationships for Cascadia Subduction Zone Megathrust Earthquakes Based on a Stochastic Finite-Fault Model. *Bulletin of the Seismological Society of America*, volume 92, numéro 5, p. 1923–1932.
- Halchuk, S., Allen, T. I., Adams, J. et Rogers, G. C. (2014). *Fifth generation seismic hazard model input files as proposed to produce values for the 2015 national building code of Canada* (Rapport technique 7576). Geological Survey of Canada, 18 p.
- Hall, J. F. (2006). Problems encountered from the use (or misuse) of Rayleigh damping. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, volume 35, numéro 5, p. 525–545.
- Kolozvari, K., Orakcal, K. et Wallace, J. W. (2015). Modeling of Cyclic Shear-Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls. I : Theory. *Journal of Structural Engineering*, volume 141, numéro 5, p. 04014135.

- Kolozvari, K., Orakcal, K. et Wallace, J. W. (2018). New openses models for simulating nonlinear flexural and coupled shear-flexural behavior of RC walls and columns. *Computers & Structures*, volume 196, p. 246–262.
- Lehman, D. E., Turgeon, J. A., Birely, A. C., Hart, C. R., Marley, K. P., Kuchma, D. A. et Lowes, L. N. (2013). Seismic Behavior of a Modern Concrete Coupled Wall. *Journal of Structural Engineering*, volume 139, numéro 8, p. 1371–1381.
- Luco, N. et Bazzurro, P. (2007). Does amplitude scaling of ground motions records result in biased nonlinear structural drift responses ? *Earthquake Eng. & Structural Dynamics*.
- Lybas, J. M. (1981). Concrete Coupled Walls : Earthquake Tests. *ASCE - Journal of the Structural Division*, volume 107, numéro 5, p. 835–855.
- Lybas, J. M. et Sozen, M. (1977). *Effect of Beam Strength and Stiffness on Dynamic Behavior of Reinforced Concrete Coupled Walls* (Rapport technique). University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering, Urbana-Champaign, 595 p.
- Massone, L. M. et Wallace, J. W. (2004). Load-Deformation Responses of Slender Reinforced Concrete Walls. *ACI Structural Journal*, volume 101, numéro 1.
- McKenna, F., Scott, M. et Fenves, G. (2010). Nonlinear finite-element analysis software architecture using object composition. *Journal of Computing in Civil Engineering*, volume 24, numéro 1, p. 95–107.
- Moehle, J. P. (2015). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. McGraw-Hill Education, New York, 784 p.
- NRCC (2015). *National Building Code of Canada ; Part 4 : Structural Design*, 14^e édition. National Research Council of Canada, Canadian Commission on Building and Fire Codes, Ottawa, Ontario, Canada, 310 p.
- NZS (2006). *NZS 3101 Concrete Structures Standard*. New Zealand Standards, Wellington, 754 p.
- Orakcal, K., Wallace, J. W. et Conte, J. P. (2004). Flexural Modeling of Reinforced Concrete Walls- Model Attributes. *ACI Structural Journal*, volume 101, numéro 5.
- Panneton, M., Léger, P. et Tremblay, R. (2006). Inelastic analysis of a reinforced concrete shear wall building according to the National Building Code of Canada 2005. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 33, numéro 7, p. 854–871.
- Paulay, T. (1969). *The coupling of Shear Walls*. Ph.D. thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 462 p.
- Paulay, T. (1974). Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls. *American Concrete Institute*, volume 42, p. 579–598.

- Paulay, T. (2002). The displacement capacity of reinforced concrete coupled walls. *Engineering Structures*, volume 24, numéro 9, p. 1165–1175.
- Paulay, T. et Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley, New York, 768 p.
- Paultre, P. (2011). *Structures en béton armé : analyse et dimensionnement*, 1^{re} édition. Presses internationales Polytechnique, Montréal.
- PEER (2014). PEER Ground Motion Database.
- Pennucci, D., Calvi, G. M. et Sullivan, T. J. (2011). *Performance-based seismic design of tall RC wall buildings*. Iuss press : Fondazione Eucentre, Pavia.
- Pennucci, D., Sullivan, T. J. et Calvi, G. M. (2015). Inelastic Higher-Mode Response in Reinforced Concrete Wall Structures. *Earthquake Spectra*, volume 31, numéro 3, p. 1493–1514.
- Pezeshk, S., Zandieh, A. et Tavakoli, B. (2011). Hybrid Empirical Ground-Motion Prediction Equations for Eastern North America Using NGA Models and Updated Seismological Parameters. *Bulletin of the Seismological Society of America*, volume 101, numéro 4, p. 1859–1870.
- Popovics, S. (1973). A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research*, volume 3, numéro 5, p. 583–599.
- Priestley, M. (2003). Does capacity design do the job? An examination of higher mode effects in cantilever walls. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, volume 36, numéro 4, p. 276–292.
- Priestley, M. J. N. et Amaris, A. D. (2002). *Dynamic Amplification of Seismic Moments and Shear Forces in Cantilever Walls*. Research Report Rose, IUSS Press, Pavia, Italy, 86 p.
- Rajaeerad, B. (2009). Seismic Shear Demand in High-Rise Concrete Walls. Ph.D. thesis, University of British Columbia.
- Rutenberg, A. (2013). Seismic shear forces on RC walls : review and bibliography. *Bulletin of Earthquake Engineering*, volume 11, numéro 5, p. 1727–1751.
- Sangarayakul, C. et Warnitchai, P. (2004). Approximate modal decomposition of inelastic dynamic responses of wall buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, volume 33, numéro 9, p. 999–1022.
- Shibata, A. et Sozen, M. A. (1976). Substitute-structure method for seismic design in R/C. *Journal of the Structural Division*, volume 102, numéro 1, p. 1–18.
- Silva, W. J., Gregor, N. J. et Darragh, R. (2002). *Development of regional hard rock attenuation relations for central and eastern North America*, volume Technical Report. Pacific Engineering and Analysis, El Cerrito, CA., 80 p.

- Son Vu, N., Li, B. et Beyer, K. (2014). Effective stiffness of reinforced concrete coupling beams. *Engineering Structures*, volume 76, p. 371–382.
- Sullivan, T. J., Priestley, M. J. N. et Calvi, G. M. (2008). Estimating the Higher-Mode Response of Ductile Structures. *Journal of Earthquake Engineering*, volume 12, numéro 3, p. 456–472.
- Tremblay, R., Léger, P. et Tu, J. (2001). Inelastic seismic response of concrete shear walls considering P-delta effects. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 28, numéro 4, p. 640–655.
- Wiebe, L. et Christopoulos, C. (2009). Mitigation of Higher Mode Effects in Base-Rocking Systems by Using Multiple Rocking Sections. *Journal of Earthquake Engineering*, volume 13, numéro sup1, p. 83–108.
- Yathon, J. S. (2011). *Seismic shear demand in reinforced concrete cantilever walls*. Mémoire de maîtrise, Dept. of Civil Eng., The University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada, 156 p.